

ANÁLISIS SISMO RESISTENTE DEL BLOQUE 9 DE LA UNIVERSIDAD DE LA COSTA
APLICANDO EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL Y LAS RESTRICCIONES DE LA
NSR10



DIEGO ANDRES URIELES MONTAÑO

UNIVERSIDAD DE LA COSTA, CUC

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

BARRANQUILLA - ATLÁNTICO

2018

ANÁLISIS SISMO RESISTENTE DEL BLOQUE 9 DE LA UNIVERSIDAD DE LA COSTA
APLICANDO EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL Y LAS RESTRICCIONES DE LA
NSR10

DIEGO ANDRES URIELES MONTAÑO

PROYECTO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTORES:

PhD. MARIAN SABAU

Ing. YAMITH CANTILLO MIER

UNIVERSIDAD DE LA COSTA, CUC

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

BARRANQUILLA - ATLÁNTICO

2018

Nota de aceptación

Presidente de jurado

Jurado

Jurado

Dedicatoria

Para mi hija Alejandra

Con mucho amor y cariño dedico este proyecto a mi hija Alejandra, quien fue mi motivo de inspiración y es mi fuerza para salir adelante en el resto de las metas que como profesional deseo cumplir.

¡Te amo hija!

Agradecimientos

A Dios, quien me dotó de paciencia y sabiduría para la culminación de esta meta.

A mis padres, quienes vi realizar grandes esfuerzos para que me convirtiera en un profesional y un hombre de bien.

A mi esposa, quien fue mi gran apoyo y entendió que debía pasar tiempo estudiando en vez de estar con ella.

A la familia Montaña, por su ayuda durante toda mi carrera y crecimiento personal.

A los Ingenieros Marian Sabau y Yamith Cantillo, por su gran colaboración, consejos y por compartir todos sus conocimientos conmigo.

Resumen

El reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 permite que las estructuras que se han diseñado con anterioridad a esta norma puedan ser revisadas a partir de las restricciones actuales, dependiendo del grupo de uso la edificación deberá soportar movimientos sísmicos como si se tratara de una edificación nueva o no, el bloque 9 corresponde a el grupo III, por tal motivo, la estructura debe someterse a los parámetros sísmicos del título A.2. Se realizó un análisis sísmico mediante el método de la fuerza horizontal equivalente y el método modal espectral, este último después de un ajuste reveló los periodos fundamentales de la estructura, los cortantes basales, las irregularidades y el porcentaje de deriva de piso, también definido por la norma como el índice de flexibilidad, en la que se observó que ningún nivel supera el 1% permitido y el 0,4% en el inicio del daño. Se sometió la estructura a las diferentes combinaciones de carga del título B y luego del análisis se determinó para cada elemento estructural el índice de sobreesfuerzo, el cual relaciona la máxima sollicitación a la que está siendo expuesto y su máxima resistencia efectiva, sus resultados no deben superar la unidad. Se observó que buena parte de las columnas no están en capacidad de resistir la combinación de carga más crítica, la cual incluye los movimientos sísmicos por el método modal espectral, a diferencia de las vigas y los muros que si están en capacidad de mantener su funcionamiento estructural.

Palabras clave: análisis sísmico, método modal espectral, combinaciones de carga, índices de sobreesfuerzo y flexibilidad, resistencia, columnas, vigas, muros

Abstract

The Colombian earthquake resistant construction regulation NSR-10 allows that the structures that have been designed before this norm can be revised from the current restrictions, depending on the use group the building must support seismic movements as if it were a new building or not, block 9 corresponds to group III, for this reason, the structure must be subject to the seismic parameters of title A.2. A seismic analysis was carried out by means of the horizontal equivalent force method and the spectral modal method, the latter after an adjustment revealed the fundamental periods of the structure, the basal shear, the irregularities and the percentage of floor drift, also defined by the norm as the index of flexibility, in which it was observed that no level exceeds the 1% allowed and 0.4% at the beginning of the damage. The structure was submitted to the different load combinations of Title B and after the analysis, the overstrain index was determined for each structural element, which relates the maximum stress to which it is being exposed and its maximum effective resistance, its results must not be overcome unity. It was observed that many of the columns are not capable of resisting the most critical load combination, which includes the seismic movements by the spectral modal method, unlike the beams and the walls that are able to maintain their operation structural.

Keywords: *seismic analysis, spectral modal method, load combinations, overstress and flexibility indexes, resistance, columns, beams, walls*

Contenido

1. Introducción.....	12
2. Objetivos.....	13
2.1. General	13
2.2. Específicos	13
3. Planteamiento del problema	14
4. Justificación	16
5. Marco de referencia	17
5.1. Marco teórico	17
5.2. Estado del arte	22
5.2.1. Usos del método modal espectral	26
6. Diseño metodológico	30
7. Desarrollo del proyecto	34
7.1. Descripción del bloque 9.....	34
7.2. Materiales y elementos estructurales.....	35
7.3. Análisis de cargas.....	37
7.4. Parámetros sísmicos	38
7.5. Estructura del bloque 9 modelada en Sap2000	38
8. Análisis estático por la fuerza horizontal equivalente	40
9. Análisis dinámico por el método modal espectral.....	45
9.1. Resultado del primer análisis	45
9.2. Resultado del segundo análisis.....	46
9.3. Cálculo de irregularidades.....	47
9.4. Derivas obtenidas	49
10. Análisis estructural.....	51

10.1.	Combinaciones de carga	51
10.2.	Reducción de la fuerza sísmica	52
10.3.	Revisión a flexión de las vigas	53
10.4.	Revisión por cortante de las vigas	58
10.5.	Revisión de elementos a compresión – columnas	61
10.6.	Revisión del muro estructural	69
11.	Análisis de la estructura en el umbral de daño	76
11.1.	Análisis por la fuerza horizontal equivalente en el umbral de daño	77
11.2.	Análisis modal espectral en el umbral de daño	79
12.	Conclusiones	82
	Referencias	84
	Anexo A. Planos estructurales	87
	Anexo B. Tablas de revisión a flexión y corte de las vigas	91
	Anexo C. Tablas de revisión de columnas	97
	Anexo D. Guía para la aplicación de los métodos en Sap2000	102
	Fuerza horizontal equivalente	102
	Análisis modal espectral	105

Lista de tablas y figuras

Tablas

Tabla 1. Características del concreto y el acero.....	35
Tabla 2. Características de columnas.....	36
Tabla 3. Vigas, viguetas y muro de corte.....	36
Tabla 4. Cargas muertas.....	37
Tabla 5. Variables para el método FHE.....	42
Tabla 6. Resultados FHE en dirección X.....	43
Tabla 7. Resultados FHE en dirección Y.....	43
Tabla 8. Resultados FHE segundo ciclo en Y.....	44
Tabla 9. Periodos obtenidos por fuerza horizontal equivalente.....	44
Tabla 10. Comparación de V_{tj} y V_s	45
Tabla 11. Fuerzas sísmicas aumentadas.....	46
Tabla 12. Periodo fundamental y masa participativa.....	46
Tabla 13. Irregularidad 1aP y 1bP en X.....	48
Tabla 14. Irregularidad 1aP y 1bP en Y.....	48
Tabla 15. Irregularidad 2P - retrocesos en las esquinas.....	49
Tabla 16. Deriva máxima en X.....	50
Tabla 17. Deriva máxima en Y.....	50
Tabla 18. Revisión por flexión viga eje F.....	57
Tabla 19. Revisión por fuerza cortante viga eje 5.....	60
Tabla 20. Resultados FHE en X para el umbral de daño.....	78
Tabla 21. Resultados FHE en Y para el umbral de daño.....	78
Tabla 22. Periodos por FHE en el umbral de daño.....	79
Tabla 23. Cortantes basales para el umbral de daño.....	80
Tabla 24. Fuerzas sísmicas aumentadas para el umbral de daño.....	80
Tabla 25. Periodos fundamentales para el umbral de daño.....	80
Tabla 26. Derivas en X para el umbral de daño.....	81
Tabla 27. Derivas en Y para el umbral de daño.....	81

Figuras

Figura 1. Representación método modal espectral	21
Figura 2. Aplicación del método lineal dinámico modal espectral.....	26
Figura 3. Aplicación del método modal espectral a edificaciones de diferentes niveles.....	27
Figura 4. Bloque 9 de la Universidad de la Costa.....	34
Figura 5. Sección típica de losa	37
Figura 6. Estructura del bloque 9 modelada en SAP2000	39
Figura 7. Modelo de espectro de aceleraciones	40
Figura 8. Espectro de aceleraciones.....	41
Figura 9. Irregularidad torsional y torsional extrema	47
Figura 10. Retrocesos en las esquinas.....	49
Figura 11. Límite de deriva.....	49
Figura 12. Diagrama de deformaciones	54
Figura 13. Coeficientes ϕ_c o ϕ_e	56
Figura 14. Sección crítica a cortante.....	59
Figura 15. Flexión uniaxial en los ejes X y Y.....	61
Figura 16. Flexión biaxial	62
Figura 17. Diagrama de interacciones para la zona de tracción	63
Figura 18. Columna A-5 nivel 1	65
Figura 19. Diagrama de deformaciones en X columna A-5 nivel 1	66
Figura 20. Diagrama de deformaciones en Y columna A-5 nivel 1	67
Figura 21. Modelo de espectro para el umbral de daño.....	76
Figura 22. Espectro de aceleraciones para el umbral de daño	77
Figura 23. Límite para derivan en el umbral de daño	79

1. Introducción

En diferentes ocasiones se ha visto como algunas edificaciones han sufrido daños estructurales irreparables, la mala construcción y el mal diseño son las causas principales de estos problemas, pues existen registros de edificaciones que han colapsado solamente por su peso propio. Ante estos sucesos que lamentablemente cobran vidas humanas se han puesto a disposición los nuevos códigos de construcción sismo resistente, estos son más exigentes y pretenden diseños más conservadores. Un ejemplo de ello es que en general los coeficientes de reducción de resistencia de la NSR-98 son mayores que los de la actual NSR-10.

Para el análisis sísmico de una estructura es necesario que se apliquen diversos métodos, la mayoría de las veces se utiliza el estático y el dinámico con el fin de comparar y ajustar los resultados como los periodos de vibraciones, cortantes basales y desplazamientos obtenidos. La NSR-10 exige que se realice por lo menos el primer análisis y deja a criterio del ingeniero la realización del segundo, aunque solo está permitido para ciertas situaciones.

En el presente trabajo se observará como se realizó un estudio sísmico a la estructura del bloque 9 de la Universidad de la Costa, la cual fue diseñada bajo los requisitos de la anterior NSR-98. Se encontrará que se aplicó el método de la fuerza horizontal equivalente y el análisis modal espectral, este último fue el que arrojó los resultados que describieron como se desplazaba el edificio, derivas resultantes o índice de flexibilidad y otras variables como los periodos y cortantes basales. Se encontrará además como se revisaron los elementos estructurales ante las combinaciones más crítica de carga y cuál fue la capacidad del elemento de resistir las diferentes sollicitaciones como flexión, compresión y cortante a lo que se denomina como índice de sobreesfuerzo.

2. Objetivos

2.1. General

- Evaluar el comportamiento sismo resistente del bloque 9 de la Universidad de la Costa diseñado bajo la NSR-98 y observar si cumple con el índice de sobreesfuerzo y de flexibilidad propuesto por la NSR-10.

2.2. Específicos

- Definir las características de los materiales y elementos utilizados en el diseño del bloque 9 según los planos estructurales para la modelación en el software Sap2000.
- Especificar los parámetros sísmicos según la NSR-10 para la aplicación del método estático y modal espectral.
- Determinar el índice de flexibilidad y de sobreesfuerzo que caracterizan la tendencia a deformarse y la capacidad de resistencia de los elementos estructurales.
- Considerar el análisis estático y modal espectral para los efectos en el umbral de daño.

3. Planteamiento del problema

En el transcurrir de los años las estructuras han venido cumpliendo con los requisitos sísmo resistente de cada país, los cuales son parámetros mínimos que deben tener en cuenta los ingenieros a cargo del diseño estructural. En Colombia el código de construcción sísmica es la norma NSR-10, la cual solicita que las estructuras se diseñen aplicando los requerimientos del título A, en éste se contempla que se realice el análisis sísmico como mínimo utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente y/o el método de análisis modal espectral según restricciones de la norma. La aplicación del análisis dinámico modal espectral se ha visto empleado en diferentes partes del mundo a diferentes estructuras, en Chile por ejemplo, se analizó un edificio habitacional ubicado en la comunidad de Tomé, obteniendo como resultado que la estructura no está en capacidad de soportar las excitaciones producidas por un sismo, afectando principalmente los pasillos y vías de escape (Rodríguez, 2016).

El grupo de investigación “Estructuras y Construcción” de la Universidad Javeriana llevó a cabo un análisis estructural con enfoque sísmico aplicando el método modal espectral. Obtuvieron como resultado que la deriva máxima permitida y los desplazamientos debido a movimientos sísmicos aumentaron en 6,2%, también concluyeron que el periodo de la estructura aumento un 56% aunque los valores no superaron los exigidos por la NSR-10 (Olaya, Rubio, Ruiz, & Torres, 2014). Las solicitaciones a las que se somete una estructura están determinadas por unas fuerzas asociadas a la demanda espectral de la estructura (Presichi, 2007), con la cual se obtendrán los modos de vibración de esta, lo que indicará el comportamiento de la misma ante un eventual sismo. Este análisis revela si la respuesta de la estructura cumple con los requerimientos de deriva máxima especificados en la norma NSR-10.

La Universidad de la Costa cuenta hasta la fecha con 12 edificios donde se dictan las clases, algunos fueron diseñados con normas anteriores a la NSR-10. Estas estructuras son de vital importancia para el ente académico y conocer su comportamiento estructural debido a las acciones que la afecten se hace necesario para tomar decisiones que puedan salvar las vidas de los estudiantes. El bloque 9 de esta universidad es uno de los más utilizados durante el día, está diseñado según sus planos estructurales en sistema combinado con pórticos y un muro a cortantes construidos bajos las restricciones de la NSR-98 y nunca se le ha realizado un estudio sísmico después de su puesta en funcionamiento. Debido a ello, nace la pregunta problema de esta investigación.

¿Cuál sería la respuesta del bloque 9 de la Universidad de la Costa si se somete a los movimientos sísmicos de la zona y sus elementos estructurales son revisados según los requisitos de la NSR-10?

4. Justificación

El bloque 9 de la Universidad de la Costa fue construido en el año 2007 bajo los requisitos de la NSR-98, estos son un poco menos conservadores en comparación a la actual NSR-10, además las condiciones geológicas son cambiantes en el tiempo y es posible que haya aumentado la posibilidad de ocurrencia de un sismo en la ciudad. Por tales motivos esta investigación se enfocará en determinar el comportamiento estructural de este edificio ante los parámetros sísmicos de la zona, aplicando el método modal espectral, el cual permite conocer los desplazamientos, fuerzas, periodos, entre otras variables, que permiten describir cómo reacciona la edificación y predecir los posibles daños que sufriría ante una excitación en su base, además de comprobar si su estructura cumple con los requisitos de la norma sismo resistente actual.

La comunidad de la universidad será la principal beneficiada con los resultados de esta investigación, pues conocerán los riesgos que existen en el bloque 9 ante un sismo, y con ello podrán tomar decisiones al respecto. Esta investigación les servirá además a los estudiantes de pregrado de Ingeniería Civil, debido a que en las páginas de este texto se explicará de manera clara y ordenada cómo se aplica el método de análisis, y cómo se analizan los elementos estructurales como vigas, columnas y muros, todo basándose en los requisitos de la NSR-10.

5. Marco de referencia

5.1. Marco teórico

El Método Modal Espectral (MME) parte de los principios de considerar que la estructura estudiada tiene el comportamiento de un péndulo invertido, así el método es un procedimiento de análisis sísmico lineal de un sistema elástico, es decir, siempre que la estructura se mantenga dentro del campo elástico y con pequeños desplazamientos. Utiliza expresiones que son de tipo estático, por lo que no constituye una aproximación del problema, sino que es la solución exacta para sistemas de un grado de libertad (1 GDL). Para estructuras con múltiples grados de libertad dinámicos, se realizan ciertas aproximaciones que parten del análisis exacto mencionado, aunque, con los avances computacionales, numerosos autores han estudiado diferentes edificaciones considerando más de un grado de libertad (Villalba Nieto, 2015).

El método se formula teniendo en cuenta el movimiento para un sistema sometido a una excitación en su base y tienen la forma dada en la ecuación 1.

$$M \ddot{q} + C \dot{q} + Kq = Q \quad (1)$$

Donde M es la matriz de masa de la estructura

C = matriz de amortiguamiento

K = matriz de rigidez

q = vector de desplazamiento

\dot{q} = vector de velocidad

\ddot{q} = el vector de aceleración

Q = vector de cargas generalizadas

Para obtener todos los modos de vibración de la estructura se debe resolver la ecuación diferencial, la solución de esta es remplazar la variable q por el vector de desplazamiento. Con esto se logra transformar las coordenadas para desacoplar la ecuación. Se formula la ecuación 2.

$$q = \Phi X \quad (2)$$

Donde Φ es la matriz modal, en la cual, sus columnas representan los modos de vibración y su principal uso es el de convertir las coordenadas q a X , el cual es el vector desplazamiento. Si se reemplaza el cambio de variables se obtiene la ecuación 3 diferencial desacoplada.

$$M^* \ddot{X} + C^* \dot{X} + K^* X = Q^* \quad (3)$$

Dónde: M^* = matriz de masa, C^* = matriz de amortiguamiento, K^* = matriz de rigidez y Q^* = vector de cargas generalizadas, que se describen con las ecuaciones a continuación.

$$M^* = \Phi^t M \Phi \quad (4)$$

$$C^* = \Phi^t C \Phi \quad (5)$$

$$K^* = \Phi^t K \Phi \quad (6)$$

$$Q^* = \Phi^t Q \quad (7)$$

Las matrices K^* , C^* y M^* se pueden reducir a diagonales realizando el triple producto de matricial de las ecuaciones 5, 6 y 7. Así se observa que existe ortogonalidad en los modos de vibración, si i, j son los modos se puede comprobar que:

$$\Phi^{i(t)} M \Phi^{(j)} = 0 \quad (8)$$

$$\Phi^{i(t)} K \Phi^{(j)} = 0 \quad (9)$$

Los vectores propios λ de la estructura y de sus modos de vibración, se obtienen a partir de la solución de las vibraciones libres sin considerar el amortiguamiento. Esto lleva a la ecuación 10.

$$K\Phi^{(i)} = \lambda_i M\Phi^{(i)} \quad (10)$$

Así mismo el vector propio en el modo i $\lambda_i = W_{n_i}^2$. Donde W_{n_i} es la frecuencia de vibración.

La matriz K^* se obtiene al multiplicar la ecuación 10 por $\Phi^{(i)t}$. Esta matriz tiene forma diagonal y sus valores son los de las frecuencias de vibración. Es sabido que todas las estructuras se apoyan directamente en el suelo, por tal motivo es necesario tener en cuenta la interacción suelo – estructura, así el vector de cargas generalizadas se puede expresar por medio de la ecuación 11.

$$Q = -Mb\ddot{U}_g \quad (11)$$

Donde b es el vector unitario que relaciona los grados de libertad con los movimientos del suelo, \ddot{U}_g es la aceleración del suelo por el espectro de respuesta. Si se reemplaza Q en la ecuación 11 y se desacopla, se obtiene para la fila i :

$$\eta\ddot{X}_i + 2\xi\eta W_{n_i}\dot{X}_i + \eta W_{n_i}^2 X_i = -\Phi^{(i)t}Mb\ddot{U}_b \quad (12)$$

El método modal espectral se formuló para obtener los desplazamientos y fuerzas máximas modales. Para ello divide la ecuación 12 por η y se reemplaza el valor de participación modal γ_i obteniendo:

$$\ddot{X}_i + 2\xi W_{n_i}\dot{X}_i + W_{n_i}^2 X_i = -\gamma_i\ddot{U}_b \quad (13)$$

La respuesta máxima especificando un amortiguamiento (generalmente 5% del crítico) considerando el espectro de diseño es:

$$X_i = \gamma_i \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \quad (14)$$

Donde T_i corresponde al periodo de vibración del modo i , A_{di} es la aceleración espectral que se asocia al periodo T_i

EL desplazamiento máximo modal q_i en coordenadas q se puede obtener aplicando la ecuación 2 que se utiliza para encontrar los desplazamientos máximos en cada modo de vibración.

$$q_i = \gamma_i \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \phi^{(t)} \quad (15)$$

De las expresiones libres sin amortiguamiento se obtienen las fuerzas máximas modales para cada modo de vibración, son el producto de la matriz de rigidez por el vector de desplazamiento del modo i . Las fuerzas y momentos en coordenadas de cada piso se obtienen por el vector Q

$$Q = \gamma_i A_{di} M \phi^{(i)} \quad (16)$$

Donde A_i es el coeficiente de forma, que se obtiene de multiplicar el modo de vibración i por el factor de participación modal.

La NSR-10 en el título A-5 describe los requisitos que se deben tener en cuenta para aplicar el método, uno de estos es el sugerido para combinaciones de los modos (respuesta máxima de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortante de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos) deben ser combinados utilizando métodos conservadores o apropiados, A.5.4.4 recomienda la combinación modal cuadrática.

Esta combinación considera que r es un valor de respuesta de desplazamiento, momento y corte que se desea calcular, N son los números de modos de vibración e i es el modo de vibración, y se basan en la siguiente ecuación

$$r^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_i r_j \quad (17)$$

Los coeficientes ρ_{ij} se pueden aproximar a:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+a)a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4\xi^2a(1+a)^2} \quad (18)$$

En general los coeficientes ρ_{ij} son funciones de la duración y del contenido de la frecuencia, dicho esto si la duración del sismo es larga comparada con el periodo de la estructura y si es suave sobre un rango de frecuencias se utiliza la ecuación 18 (Villalba Nieto, 2015).

El método modal espectral en síntesis se utiliza para determinar las fuerzas y desplazamientos de las estructuras, se basa en que el suelo transmite vibración a los elementos. El método asume la estructura como un péndulo invertido (figura 1). Cada péndulo representa un modo de vibración los cuales poseen una frecuencia propia o natural, determinada por su rigidez. El desarrollo del análisis representa una gran dificultad de ejecución, razón por la cual se recurre a los espectros de diseño. Los resultados del método son los valores máximos de las aceleraciones y desplazamiento de cada modo de vibración, utilizando los espectros que en general son dispuestos por los requisitos de las normas de diseño sismo resistente de cada país. (Rodríguez, 2016).

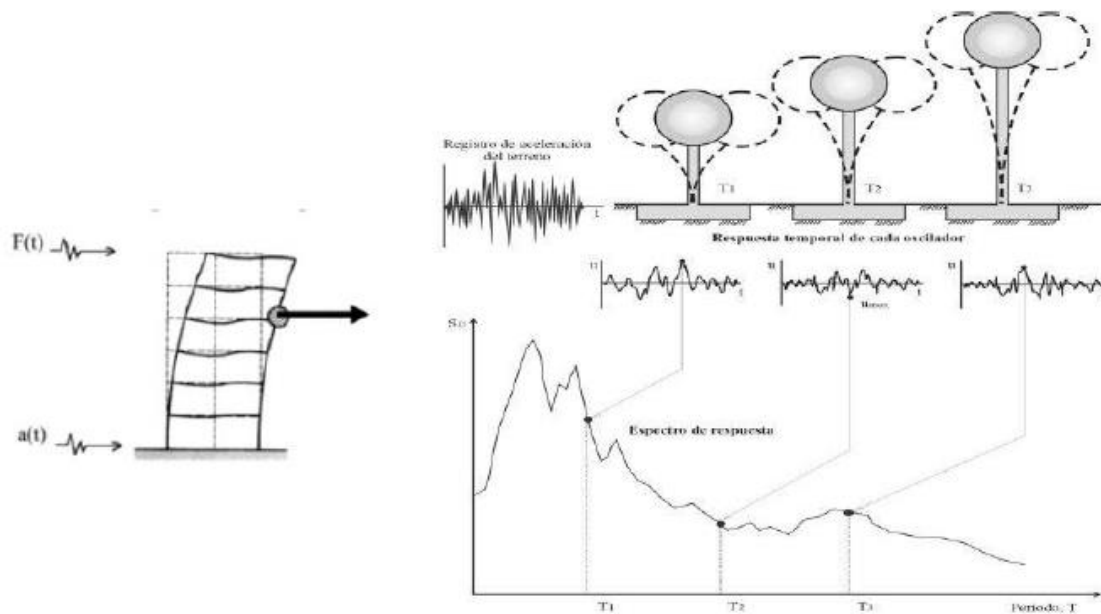


Figura 1. Representación método modal espectral

Fuente: XFMA, Blog profesional de Francisco Martínez Alonso Ingeniero Estructural.

5.2. Estado del arte

El diseño de una estructura requiere conocer el comportamiento de esta ante un eventual sismo, cargas verticales, impacto y demás, de la manera más exacta posible. Existen diversos métodos de diseño que tiene en cuenta las acciones internas y externas de los elementos que componen una edificación y de su respuesta antes dichas acciones. Recientemente se ha utilizado con frecuencia el método de análisis lineal modal espectral para analizar y diseñar estructuras de gran y en ocasiones de baja y mediada altura. El motivo de la utilización de esta metodología es que permite conocer con gran precisión, los desplazamientos, modos de vibración, espectros de respuesta, esfuerzos cortantes, además de momentos y otras fuerzas de interés que experimenta todo el sistema estructural ante cargas de cualquier tipo, debido a ello diseñar basándose en los principios que el método contiene, da como resultado estructuras que pueden comportarse de forma más real antes los esfuerzos a los que va ser sometida, los cuales son proveniente de cualquier manifestación que exija a la estructura.

Es un hecho que el crecimiento de la población acelera la construcción de viviendas y edificios, no obstante, se ha requerido la implementación de casas que sean amigables con el medio ambiente, en el municipio de Soacha – Cundinamarca, por ejemplo, el grupo de investigación de la Pontificia Universidad Javeriana, PROSOFI, propuso la inclusión de techos verdes para viviendas de estratos socioeconómicos bajos. Esta inclusión, trae consigo un aumento considerable de las cargas a las cuales van a ser sometidos los elementos estructurales de sistema, por tal razón, se realizó un análisis estructural con enfoque sísmico a estos hogares aplicando el método modal espectral. El resultado de este estudio fue que las viviendas aumentaron su periodo estructural. El estimado mediante técnicas experimentales fue de 0.0816 s sin techo verde y de 0.127 s con techo verde, lo cual implica un incremento del 56%. La evaluación de la deriva máxima de entrepiso,

aumentaron junto con el desplazamiento debido a los movimientos sísmicos, en un 62%. En general la inclusión de estos techos verdes elevó la vulnerabilidad sísmica de la vivienda prefabricada, se aclara que los valores nunca superaron a los máximos permitidos por la NSR-10 y los resultados no son críticos ni ponen en riesgo la estabilidad y funcionalidad de la casa prefabricada (Olaya et al., 2014).

El avance urbanístico no puede afectar las edificaciones construidas en el pasado, prueba de ello es que en Colombia la ley 163 de 1959 hace referencia a que deben protegerse todas las zonas antiguas de las ciudades del país, es decir, no se pueden derribar estructuras construidas con arquitectura colonial, pero sí pueden ser reparadas. Para tal restauración se puede aplicar el método modal espectral para analizar las estructuras históricas y poder tomar decisiones para su posterior intervención. Así los ingenieros (Nieto, Rivero, & Lobo, 2009), realizaron un estudio de vulnerabilidad al Palacio de Los Leones, monumento histórico nacional (declarado el 3.02.1986), ubicado en la Carrera 10 entre calles 4 y 5, frente a la Plaza Sucre, San Cristóbal, Estado Táchira y sirve actualmente como sede de la Gobernación en Venezuela, se basaron en un análisis modal y un análisis tiempo historia. Los resultados obtenidos relatan que los análisis dinámicos historia-tiempo producen, en dos de los tres sismos considerados, derivas de piso superiores a la deriva normativa. La máxima demanda de tracción y de corte que aparecen es superior a la capacidad del concreto para resistir por sí solo estos esfuerzos. El análisis modal espectral en 3D modelado en el software Sap2000, revela modos de vibración con acoplamiento de traslación-rotación. Los resultados dinámicos obtenidos están acordes con los daños ocurridos a la edificación durante el sismo de 1981. En este evento se presentaron daños en la edificación en las áreas donde se dan las zonas críticas en los análisis desarrollados: uniones de muros y esquinas de arcos, bordes de vanos

de puertas y ventanas. Gracias a este estudio se pueden tomar las acciones pertinentes para reparar los daños encontrados.

Debido al incremento de los sismos a nivel mundial, se han desarrollado técnicas para tratar de mitigar las ondas que excitan a la estructura, estos son los llamados Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía que se definen como estructuras utilizados en la actualidad que incluyen diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados y que tienen como función proteger una edificación ante la acción de fuerzas sísmicas (CDT, 2012). En Chile (Saez Uribe, 2014) consideró un edificio de hormigón armado de 35 pisos, estructurado en base a pórticos perimetrales y a un núcleo de muros interiores, en esta investigación se obtuvo que el método modal espectral para edificios con disipadores de energía provee estimaciones aceptables de las principales variables de diseño tanto de la estructura sísmo resistente como de los sistemas de disipación, que para este caso fueron pasivos. En el mismo sentido (Presichi, 2007), comparó los métodos estático y dinámico para diseñar dos edificios de 10 y 24 niveles, con sistemas disipadores de energía que se supusieron localizados en suelo blando del valle de México. La ventaja que encontró el autor en su trabajo es que los métodos aplicados toman como base los espectros del RCDF-2004. Esto hace que los ingenieros que están acostumbrados a usar el RCDF no tengan que seguir un procedimiento complejo cuando diseñen edificios con disipadores de energía, si no, que solamente apliquen factores de reducción a las ordenadas espectrales por la presencia de los disipadores. La aplicación de técnicas para predecir el comportamiento de la estructura es muy importante para los ingenieros diseñadores, en Ecuador (Falconi & Contreras, 2011), concluyeron que el método modal Espectral para el análisis sísmico de estructuras con aisladores de base, es muy sencillo, y proporciona resultados parecidos a los que se obtiene con el método cuasi estático, en cuanto a la realidad de la respuesta sísmica.

La aplicación del método modal espectral ha llevado a investigadores del tema a desarrollar nuevas técnicas de análisis basándose en los principios de este método. Es posible que la comparación de varias metodologías resulten diferentes, así lo demostró (Luévanos, 2012), que comparó dos métodos de análisis sísmico, uno que consideraba las deformaciones por cortante y el otro no, ambos realizados por análisis modal espectral. Los dos modelos consideraron una masa concentrada por cada nivel y un grado de libertad por piso. La estructura estudiada constaba de 3 niveles de 5 m cada uno, vigas y columnas de acero con perfiles establecidos. Los modos de vibración de ambos modelos son similares en su forma, no obstante, en la consideración de las deformaciones por cortante se obtuvo que los desplazamientos son mayores en un 4,8% y las fuerzas totales son menores en un 3% lo que da como resultado estructuras más económicas. Es de especial cuidado tener en cuenta este aumento de los desplazamientos, porque en edificaciones de mayor altura seguramente resultaría un problema. Por tanto, un análisis completo es el que contempla estas deformaciones y además varios grados de libertad por nivel.

Otra comparación realizada con el método modal espectral deja ver la importancia de los diafragmas de la estructura. Los resultados de analizar con un diafragma rígido o con varios pueden ser diferente. Como los periodos oscilación y por lo tanto diferentes desplazamientos. Un análisis con estas características fue realizado en Chile, el edificio habitacional de 14 pisos ubicado en la Avenida Latorre N°328, construido por la Constructora Santa Beatriz, en el sector Bellavista de la comuna de Tomé, esbelto de 35 metros de alto que podría estar sometido a grandes deformaciones producto de las cargas sísmicas y sometido a un estudio de vulnerabilidad sísmica bajo el método modal espectral y tiempo – historia, además de variar los tipos de suelos recomendados por la norma sismo resistente Chilena. Obtenido como resultado que la edificación está expuesta a sufrir daños en los pasillo y rutas de escape (Rodríguez, 2016).

5.2.1. Usos del método modal espectral

La utilización del método modal espectral se centra especialmente para analizar estructuras existentes y determinar su grado de deterioro o posible comportamiento ante excitaciones en su base o el cuerpo de la estructura. En la etapa de diseño, el método es utilizado con buenos resultados, pero con menor uso, posiblemente se deba a que en décadas pasadas los avances tecnológicos no permitían realizar análisis dispendiosos y largos, lo que hoy en día ya es una realidad.

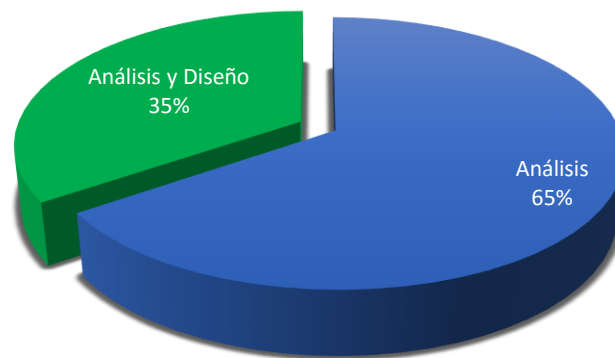


Figura 2. Aplicación del método lineal dinámico modal

Fuente: Elaboración propia. Análisis de 20 publicaciones científicas proveniente de las bases de datos Redalyc, Scielo, Google Académico y ScienceDirect

Como se observa en la figura 2, y como se había mencionado en el párrafo anterior, la mayor aplicación del método modal espectral es orientada al análisis. Lo que lleva a concluir que para realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica aplicar esta metodología es una buena opción y ofrece resultados muy cercanos a la realidad de la estructura.

Respecto al análisis se puede concluir que es mayormente aplicado a edificaciones de más de 15 niveles. Así se observa en la figura 3.

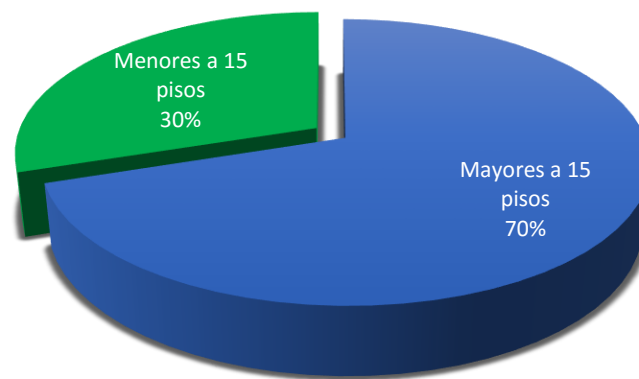


Figura 3. Aplicación del método modal espectral a edificaciones de diferentes niveles

Fuente: Elaboración propia. Análisis de 20 publicaciones científicas proveniente de las bases de datos Redalyc, Scielo, Google Académico y ScienceDirect

Estos edificios considerados de alta o mediana altura dependiendo el caso, cada día son más frecuente que se ejecuten en las ciudades urbanizadas por eso el gran porcentaje de la figura 3 corresponde a estructuras de más de 15 niveles. Ejemplo de ello es que recientemente se siguen presentando casos donde se aplica el método, en Antofagasta – Chile ciudad, se estudiaron los edificios Barlovento, Las palmas, Los sauces, Mar del sur, Mirador del sur, Pérez Zujovic y Plaza Floresta, para determinar los períodos de los modos con mayor masa traslacional y los desplazamientos a nivel de techo y se aplicaron 4 modelos de análisis bajo diferentes recomendaciones que establecieron los autores. Se analizó el efecto de las grietas que tenían cada uno y se obtuvo que influyen en el aumento de los desplazamientos, en algunos casos varió de - 3% a 21% que representa peligro y disminuye la resistencia de la estructura, además de su rigidez la cual se ve afectada por el efecto del agrietamiento (López & Music, 2016).

La manera geológica en que se forma el terreno de las ciudades en ocasiones da como resultado valles o claros de gran longitud, estos representan un problema de movilidad. Para tal imperfección natural se han diseñado estructuras que cubren esos claros, llamadas puentes. La forma en que se

construyen y diseñan estas estructuras deben garantizar una buena rigidez y que no falle ante sismos fuertes. Algunos autores basándose en el método modal espectral han descrito el comportamiento de puentes, los ingenieros (Villar & Cala, 2017) observaron que Cuando las personas caminan sobre los pisos, escaleras, puentes u otras estructuras aplican fuerzas dinámicas que causan que la estructura vibre, bajo esta premisa analizaron por medio del software ASP 2000, un puente peatonal sobre la vía de Ibagué (Tolima) obteniendo como resultado que La rigidez rotacional de las columnas que soportan al puente, puede incrementar las frecuencias de vibración del piso causando alzas en la tolerancia a la vibración humana y que recomiendan los autores deben reglamentarse estos límites. Los puentes atirantados son una de las tecnologías más utilizadas debido a su economía y buen comportamiento estructural, para la descripción de este comportamiento un estudio de 35 puentes aplicando los métodos modal espectral, integración directa y análisis modal dinámico. Los resultados demuestran que los esfuerzos sísmicos obtenidos por medio del análisis modal espectral quedan del orden de un 20% del lado de la inseguridad respecto de los del cálculo modal dinámico de referencia, una de las razones es porque el método considera las estructuras en un rango lineal de deformaciones (Cámara & Astiz, 2014).

Las innovaciones en materia de construcción y materiales utilizados han llevado a optar por nuevas alternativas, los metamateriales son algunas de ella, estos se definen como materiales con capacidad de alterar el ángulo de refracción electromagnética (Palomino & Coccoletzi, 2008). La optimización de los modos propios de vibración de los metamateriales es esencial para mejorar el rendimiento estos mismos, sobre todo en forma de múltiples frecuencias resonantes que se involucran, el comportamiento de esto materiales se puede obtener a partir de una análisis modal en estructuras que tengan elementos metálicos (Zeng, Dalvit, O'Hara, & Trugman, 2012).

Actualmente uno de los factores que más se tiene en cuenta en el diseño de los edificios y estructura, es el tipo de suelo y la zona de amenaza sísmica que tiene la zona, estas variables se insertan en los modelos matemáticos para obtener los resultados de su comportamiento. No obstante, la rigidez de la estructura quizás sea el factor que más resiste los efectos de un sismo y disminuye la deriva máxima. Así lo demostraron (Carrillo, Gonzáles, & Jiménez, 2007) quienes analizaron por medio de software computacionales y aplicando el método modal espectral, obtuvieron respuestas diferentes de deriva máxima respecto a las resistencias a la compresión del concreto medida con extracción de núcleo y resistencia a la compresión de 21 MPa. Las resistencias extraídas por extractor de núcleo deben corregirse para obtener los resultados más reales. El módulo de elasticidad casi siempre es una constante en los diseños estructurales y no varía en las ecuaciones de diseño, una forma diferente se observó cuando analizaron estadísticamente más de 1500 ensayos de medidas de compresión del concreto f'_c y módulo de elasticidad E . Se modeló una edificación de 5 niveles aporticada y por medio de un análisis modal espectral pudo concluir que en Bogotá, la deformación máxima de entre piso, puede variar (en el peor de los casos) hasta en un 147% variando los valores de f'_c y E (Ruiz, Borrero, León, & Vacca, 2013).

Para compara realizar un análisis sísmico completo en algunos casos se debe ejecutar un análisis estático y dinámico. El método estático que generalmente se utiliza es la fuerza horizontal equivalente, por medio de este se pudo encontrar que, para una edificación rectangular de 11 niveles, estudiado para tres tipos de partición (ladrillos en arcilla, bloques de hormigón y particiones en yeso) existe un ahorro económico si se utiliza la partición de yeso, además ofrece ventajas estructurales como la disminución de peso y derivas (Sabáu, Ayala, Salas, Núñez, & Cardona, 2018)

6. Diseño metodológico

El desarrollo de este proyecto de grado se logró con una metodología analítica. La secuencia y la lógica de este documento se presentan en las siguientes fases. Se divide en objetivos y estas mismas en actividades que describen los procesos ejecutados.

Fase 1: Toma de información y definición del método de análisis

En esta primera fase se recopiló información suficiente que tratara sobre el método modal espectral, el cual se va a emplear para el análisis sísmico de la estructura.

Objetivo: Organizar la información recopilada, definir el método de análisis y redactar el marco de referencia.

Actividades

- ✓ Limitar el alcance del proyecto.
- ✓ Consultar en base de datos especializadas información actual sobre el método modal espectral.

Fase 2: Modelamiento de la estructura

Se definirán según los planos estructurales las características de los materiales utilizados, las dimensiones y refuerzo de los elementos, geometría y espaciamiento. Según la ubicación y la norma NSR-10 se definirán los parámetros sísmicos. Se modelará la estructura en el software Sap2000.

Objetivo: Modelar la estructura en el software Sap200 según las características de los planos estructurales y los parámetros sísmicos del título A de la NSR-10.

Actividades

- ✓ Definir los materiales, dimensiones de los elementos estructurales y geometría. basándose en los planos del bloque 9.
- ✓ Definir la carga viva de servicio según los planos estructurales y la carga muerta de servicio según título B de la NSR-10.
- ✓ Establecer los parámetros sísmicos según la NSR-10 y la ubicación del proyecto.
- ✓ Modelar la estructura en el software Sap2000.

Fase 3: Análisis estático – fuerza horizontal equivalente

Se realizará un análisis por el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE) con el fin de obtener el periodo fundamental de la estructura y el cortante basal, que deberán ser comparados con el resultante del análisis modal espectral.

Objetivo: Determinar el periodo fundamental de la estructura y el cortante basal

Actividades

- ✓ Definir los parámetros sísmicos según el tipo de suelo y la ubicación del edificio.
- ✓ Obtener el espectro de diseño.
- ✓ Determinar el cortante basal.
- ✓ Determinar la fuerza horizontal aplicada a cada nivel.
- ✓ Determinar el periodo fundamental de la estructura.

Fase 4: Análisis dinámico lineal – método modal espectral

Se obtendrá por medio de este método los diferentes periodos fundamentales para las direcciones X y Y, los porcentajes de masas que participan en cada modo de vibración, cortantes basales, desplazamientos, irregularidades de la estructura y derivas de piso.

Objetivo: Determinar el cortante basal, periodos de vibración, masas participativas y derivas de piso.

Actividades

- ✓ Determinar el periodo de vibración de la estructura.
- ✓ Determinar el cortante basal.
- ✓ Ajustar los resultados según A.5.4.5
- ✓ Determinar los porcentajes de masa participativa.
- ✓ Determinar las irregularidades de la edificación.
- ✓ Determinar las derivas de piso (índice de flexibilidad).

Fase 5: Análisis estructural

Se Realizará un chequeo de la estructura aplicando las diferentes combinaciones propuestas por el título B de la NSR-10 y se determinaran los índices de sobreesfuerzos de los elementos estructurales.

Objetivo: Determinar el índice de sobreesfuerzo de los elementos estructurales para comprobar la resistencia del edificio ante las solicitaciones gravitacionales y sísmicas.

Actividades

- ✓ Determinar el índice de sobreesfuerzo de los elementos estructurales según la NSR-10

Fase 6: Determinación de las derivas en el umbral de daño

Se determinó el porcentaje de deriva de piso para los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño con la aplicación del método de la fuerza horizontal equivalente y el método modal espectral.

Objetivo: Determinar las derivas de piso en el umbral de daño para observar si cumple por lo establecido en la NSR-10.

Actividades

- ✓ Determinar los parámetros sísmicos para el umbral de daño.
- ✓ Obtener el espectro de respuesta para el 2% de amortiguamiento crítico.
- ✓ Aplicar el método de la fuerza horizontal equivalente.
- ✓ Aplicar el método modal espectral.
- ✓ Determinar los porcentajes de masa participativa.
- ✓ Determinar las derivas de piso.

7. Desarrollo del proyecto

7.1. Descripción del bloque 9

Es un edificio que pertenece a la Universidad de la Costa en Barranquilla, tiene 5 pisos, una altura de 17 m y un área de 240,88 m². Su sistema estructural según los planos estructurales es combinado, con pórticos resistentes a momentos, losas aligeradas en una dirección y un muro que trabaja a cortante. Fue diseñado por EESE Ingeniería limitada en el año 2007.

Actualmente se utiliza para dictar clases mayormente a la facultad de ingeniería, cuenta con oficinas de deportes, bienestar laboral, departamento de calidad y coordinación de salud integral además el personal de mantenimiento de la universidad se encuentra alojado en este bloque.



Figura 4. Bloque 9 de la Universidad de la Costa

Fuente: Fotografía tomada por autor

7.2. Materiales y elementos estructurales

Tabla 1.

Características del concreto y el acero

Material	Características
Concreto	Vigas, viguetas, nervios y riostras $f'_c = 21 \text{ MPa}$
	Columnas $f'_c = 24,1 \text{ MPa}$
	Vigas, viguetas, nervios y riostras $E_c = 23\,168 \text{ MPa}$
	Columnas $E_c = 24\,820 \text{ MPa}$
	Expansión lineal promedio $= 12 \times 10^{-6} (\alpha)(^\circ C)$
	Relación de Poisson $= 0,2$
	Densidad $= 2\,400 \text{ Kg/m}^3$
	Peso específico $= 23,5 \text{ KN/m}^3$
Acero	$f_y = 420 \text{ Mpa}$. Para $\Phi > \# 3$
	$f_y = 276 \text{ Mpa}$. Para $\Phi < \# 3$
	$f_u = 525 \text{ MPa}$. Para $\Phi > \# 3$
	$f_u = 345 \text{ MPa}$. Para $\Phi < \# 3$
	$E_y = 200\,000 \text{ MPa}$
	Expansión lineal promedio $= 11 \times 10^{-6} (\alpha)(^\circ C)$
	Relación de Poisson $= 0,3$
	Densidad $= 7\,800 \text{ Kg/m}^3$
	Peso específico $= 76,5 \text{ KN/m}^3$

Nota: Elaboración propia.

En la tabla 1 se observan las características de los materiales concreto y acero que se utilizaron en el diseño del bloque 9 de la Universidad de la Costa.

En La tabla 2 se encuentran consignadas las dimensiones, refuerzo y cantidad de refuerzo en cada nivel de las columnas. Se observa que las columnas en F-5 nivel 1 y 2, D-5 nivel 1, F-7 nivel 1 y A-5 nivel 1 superan el límite de cuantía de 4% exigido por C.21.3.5.2 de la NSR-10, esto se debe a que en la norma NSR-98 el refuerzo longitudinal se limitaba al 6% de la sección transversal del elemento.

Tabla 2.

Características de columnas

Columna	Sección transversal (cm)	Nivel	Refuerzo	% Refuerzo
D-1, E-1	40x40	1	8#5 + 8#6	2,41
		2,3	6#5 + 6#6	1,81
		4,5	6#5 + 2#6	1,1
F-2	40x40	1,2,3	12#8	3,8
		4,5	4#7 + 8#6	2,4
F-3, D-3	40x40	1,2,3,4,5	12#8	3,8
D-2	40x40	1,2,3	6#5 + 6#6	1,81
		4,5	6#5 + 2#6	1,1
F-5	40x40	1,2	10#8 + 6#7	4,63
		3,4,5	10#5 + 6#7	2,69
D-5	40x50	1	2#5 + 16#8	4,27
		2	6#7 + 12#6	2,86
		3,4,5	16#5	1,6
F-7	40x50	1	16#8 + 2#5	4,28
		2	12#6 + 6#7	2,86
		3,4,5	16#5	1,59
D-7, B-7, A-6	40x50	1,2	14#8	3,57
		3,4,5	10#6 + 4#7	2,19
B-5	40x40	1,2	12#8	3,82
		3,4,5	4#7 + 8#6	2,38
A-5	40x50	1	16#8	4,08
		2,3,4,5	16#6	2,27

Nota: Elaboración propia.

Las vigas, viguetas y el muro de corte son elementos que hace parte del sistema estructural y sus características se observan en la tabla 3.

Tabla 3.

Vigas, viguetas y muro de corte

Eje	Sección transversal (cm)
1,E,B	30x40
2,3,D,F	40x40
5,7,A	40x45
Viguetas (12x40) cm	
Muro e = 15 cm	
Viguetas de borde (15x40) cm	

Nota: Elaboración propia.

$$\text{Carga Viva} = 2 \text{ KN/m}^2$$

La carga viva que se asignó corresponde a la utilizada originalmente en el diseño, esto está especificada en los planos estructurales. Las cargas muertas fueron definidas según el tipo de uso de la estructura, en los planos no se especifica esta carga, por tal motivo se realizó el análisis. La carga del peso propio de los elementos es calculada por el software Sap2000.

7.4. Parámetros sísmicos

Se definen dependiendo en gran medida de la ciudad que en este caso es Barranquilla – Atlántico y el tipo de suelo. Según la NSR-10 se obtienen los siguientes valores.

Zona de amenaza sísmica: Baja (Tabla A.2.3-2)

Coefficiente de aceleración pico efectiva A_a : 0,10 (Tabla A.2.3-2)

Coefficiente de velocidad horizontal pico efectiva A_v : 0,10 (Tabla A.2.3-2)

Tipo de suelo: C (Plano estructural)

Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración en periodos cortos F_a : 1,2 (A.2.4-1)

Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración en periodos intermedios F_v : 1,7 (A.2.4-2)

Grupo de Uso: III (A.2.5).

Aceleración pico efectiva reducida $A_e = 0,05$ (Apéndice A-4)

Aceleración pico efectiva reducida para el umbral de daño $A_d = 0,03$ (Apéndice A-4)

7.5. Estructura del bloque 9 modelada en Sap2000

Con la información descrita en los numerales anteriores basados en los planos estructurales del bloque 9, las cargas de servicio y parámetros sísmicos según la NSR-10, se modeló la estructura en el software Sap2000. Se tuvo en cuenta las siguientes características:

- Los materiales como concreto y acero se modelaron como indica la tabla 1.
- Las vigas, columnas, viguetas y riostras se modelaron con elementos *frame* siguiendo sus características.
- La losa y muro se modeló con elementos *Shell*.
- La carga viva se asignó en toda la losa y en todos los niveles.
- La carga muerta de entrepiso se asignó de la siguiente manera:
 - Salones de clase: ejes D1-F1 – D7-F-7
 - Particiones fijas en mampostería: Toda la losa.
- Los apoyos de la estructura se tomaron como empotrados en su base debido a que la cimentación es superficial.
- Se asignaron diafragmas rígidos a cada entrepiso.

En la figura 6 se observa la modelación de la estructura. En la parte izquierda una vista en planta y en la parte derecha una vista en 3D.

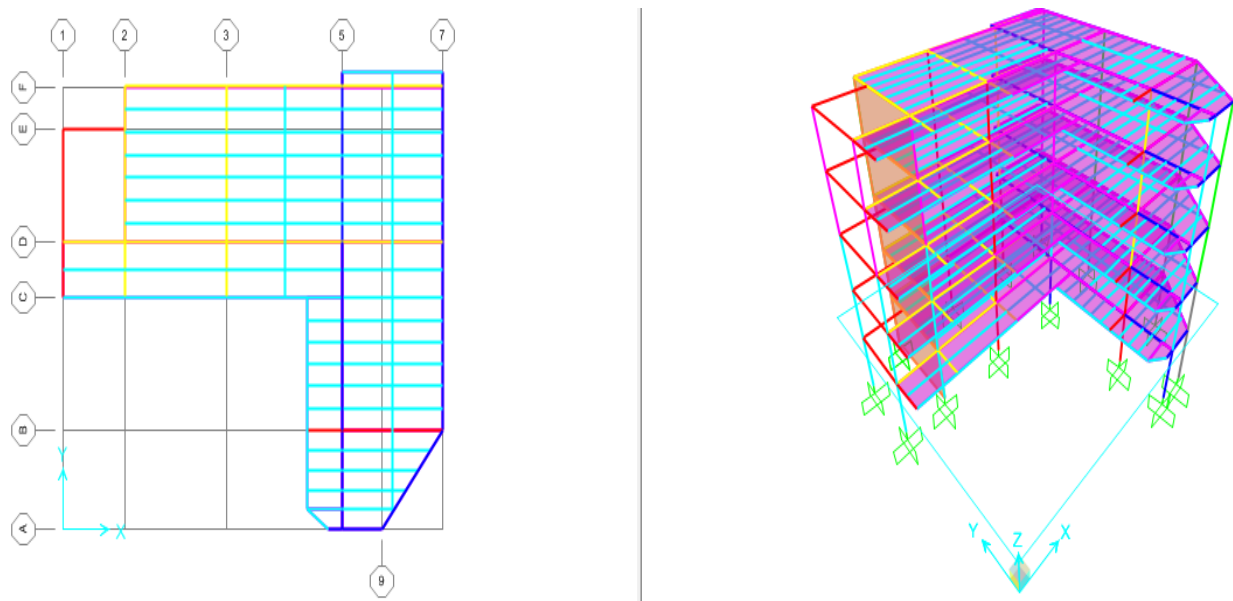


Figura 6. Estructura del bloque 9 modelada en SAP2000

Fuente: Captura de la modelación en el Software Sap2000

8. Análisis estático por la fuerza horizontal equivalente

El bloque 9 de la Universidad de la Costa fue diseñado bajo los requisitos de la NSR-98, debido a esto en la NSR-10 título A-10, se presentan algunas recomendaciones que se deben seguir para evaluar el comportamiento de estructuras construidas anteriores a esta norma, A.10.9.2.1 especifica que para las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso III y IV deben cumplir los requisitos de un nivel de seguridad equivalente a una edificación nueva, las cuales se deben analizar con los movimientos sísmicos descritos en A.2. En el apartado 7.4 de este texto se establecieron las variables para definir los movimientos de diseño. El espectro de aceleraciones se construye según la figura 7.

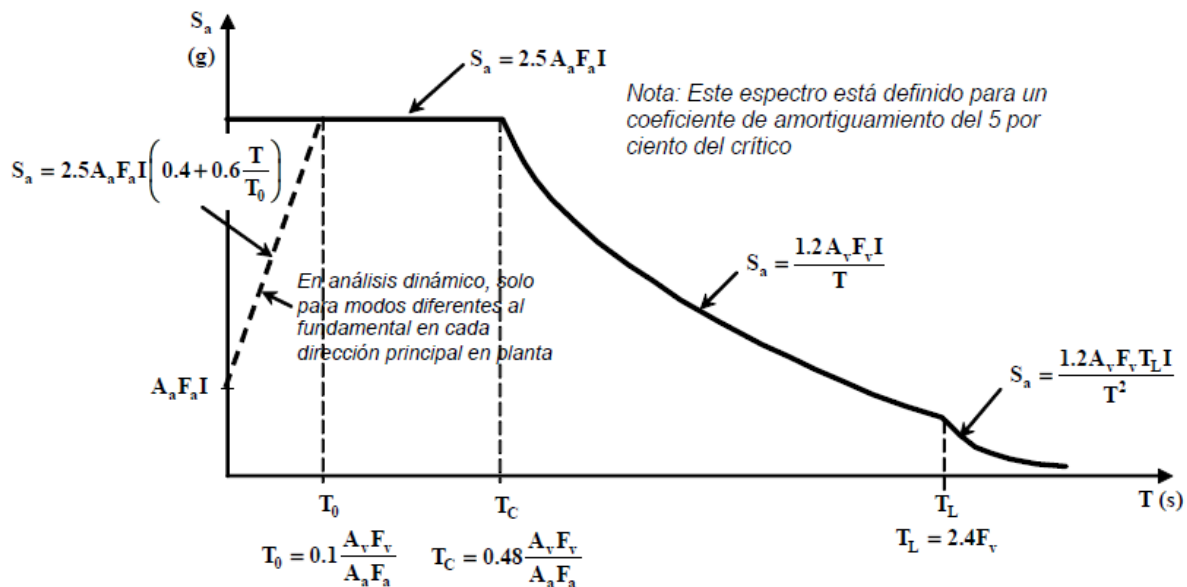


Figura 7. Modelo de espectro de aceleraciones

Fuente: Figura A.2.6-1. Título A NSR-10

Por medio de este método (FHE) se obtiene el periodo de vibración de la estructura, cortante basal, fuerzas aplicadas a los centros de masas de los niveles y desplazamientos de entrepiso. Según A.3.4.2 este método se puede aplicar a la estructura estudiada. Se deben tener en cuenta los parámetros sísmicos definidos en 7.4. Con estos valores y siguiendo los pasos de A.2.6 se construye el espectro de aceleraciones que se muestra en la figura 8.

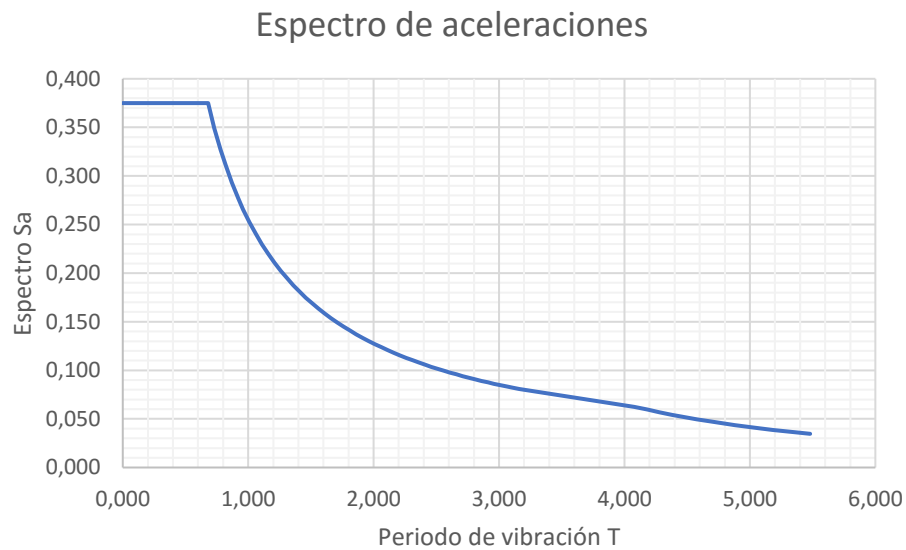


Figura 8. Espectro de aceleraciones

Fuente: Elaboración propia

Siguiendo las ecuaciones y tablas de A.4, se definieron los valores que se muestran en la tabla 5. El valor del espectro de aceleraciones S_a , se toma interceptando el valor del periodo $C_u T_a$ con la gráfica del espectro de aceleraciones en la figura 8. La masa efectiva para el análisis sísmico se determinó con la ayuda del software Sap2000 teniendo en cuenta los materiales de los elementos estructurales (viga, losa, muro y columnas) y el valor de la carga muerta asumiendo que son cargas permanentes en la estructura.

Tabla 5.

Variables para el método FHE

NSR-10			
Periodo máximo permisible $\geq 1,2$ s	A.4.2-2	Cu	1,55
Altura total de la edificación	-	h (m)	17,00
Coeficientes para calcular el periodo	Tabla A.4.2-1	Ct	0,05
		α	0,90
Periodo aproximado	A.4.2-2	Ta	0,60
Periodo máximo $C_u T_a$	A.4.2.1	CuTa	0,93
Valor del espectro de aceleraciones	-	Sa	0,27
Masa efectiva de la edificación	-	M (Kg)	849253,41
Cortante basal	A.4.3-1	Va (KN)	2280,42
Exponente relacionado con el periodo	A.4.3.2	K	1,21

Nota: Elaboración propia.

La fuerza cortante en la base de la estructura debe ser distribuida en los pisos que la componen, se aplican en el centro de masa de cada nivel y se distribuye según la ecuación 19. (A.4.3-2).

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (19)$$

Dónde C_{vx} es un coeficiente de repartición proporcional a cada nivel de la estructura y se calcula con la ecuación 20. (A.4.3-3).

$$C_{vi} = \frac{m_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (20)$$

m_i ó m_x = masa de cada nivel o entrepiso.

El periodo fundamental de la edificación se determina aplicando un método dinámico linealmente elástico o según la ecuación 21. (A.4.2-1).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}} \quad (21)$$

Dónde δ_i = Desplazamiento horizontal del nivel i debido a las fuerzas f_i
 n = número de pisos de la edificación. $m_i / 9,81 \frac{m}{s^2}$ y f_i en unidades de masa.

En A.4.2.3 se especifica que el periodo calculado con un análisis modal o la ecuación 21, no debe variar en más de 10% del periodo aproximado $C_u T_a$, en caso de que difieran más de este límite, debe calcularse nuevamente utilizando el último periodo calculado como nuevo estimado, hasta que su diferencia no sea más del 10% establecido. En la tabla 6 se observa el resumen de la aplicación de las ecuaciones anteriormente descritas en la dirección X, en la tabla 7 se observan los resultados en la dirección Y. la masa de cada nivel fue calculada con la ayuda del software Sap2000. Los desplazamientos δ_i fueron tomados del centro de masa del diafragma de cada nivel.

Tabla 6.

Resultados FHE en dirección X

h (m)	m (Kg)	$m \cdot h^k$	C_{vx}	f_x (KN)	δ_x (m)	$m \cdot \delta_x^2$	$f_x \delta_x$	T (s)
17	133523,14	4115283,232	0,28	645,66	0,085	98,34	54,88	0,89
14	181472,07	4422060,853	0,30	693,79	0,077	109,68	53,42	
10,6	181472,07	3158129,166	0,22	495,49	0,063	73,42	31,22	
7,2	181472,07	1977798,814	0,14	310,30	0,042	32,63	13,03	
3,8	171313,97	861650,054	0,06	135,19	0,019	6,30	2,57	
Total		14534922,12	1	2280,42		320,37	15812,84	

Nota: Elaboración propia.

Tabla 7.

Resultados FHE en dirección Y

h (m)	m (Kg)	$m \cdot h^k$	C_{vy}	f_y (KN)	δ_y (m)	$m \cdot \delta_y^2$	$f_y \delta_y$	T (s)
17	133523,14	4115283,232	0,28	645,66	0,058	45,79	37,45	0,74
14	181472,07	4422060,853	0,30	693,79	0,053	51,96	36,77	
10,6	181472,07	3158129,166	0,22	495,49	0,043	34,20	21,31	
7,2	181472,07	1977798,814	0,14	310,30	0,029	15,56	9,00	
3,8	171313,97	861650,054	0,06	135,19	0,014	3,42	1,89	
Total		14534922,12	1	2280,42		150,93	10848,04	

Nota: Elaboración propia.

En A.4.2.1 se limita el periodo T a no mayor a $C_u T_a$, en los resultados obtenidos no se observa que haya conflicto sobre esta situación, aunque en la dirección Y se puede evidenciar que el periodo varió un 25,55% con respecto a $C_u T_a$ superando el límite de 10%. Por tal motivo debe realizarse un segundo análisis.

Para la dirección Y se tienen los siguientes valores y los resultados en la tabla 8.

$C_u T_a$	0,74
S_a	0,311
M (Kg)	849253,41
V_a (KN)	2591,00
K	1,12

Tabla 8.

Resultados FHE segundo ciclo en Y

h (m)	m (Kg)	$m \cdot h^k$	C_{vy}	f_y (KN)	δ_y (m)	$m \cdot \delta_y^2$	$f_y \delta_y$	T (s)
17	133523,14	3194179,979	0,27	709,42	0,065	57,51	46,11	0,74
14	181472,07	3492410,402	0,30	775,66	0,059	64,39	45,76	
10,6	181472,07	2557029,281	0,22	567,91	0,049	44,42	27,83	
7,2	181472,07	1657715,358	0,14	368,17	0,033	20,15	12,15	
3,8	171313,97	764680,9301	0,07	169,83	0,016	4,47	2,72	
Total		11666015,95	1	2591,00		190,93	13718,14	

Nota: Elaboración propia.

La diferencia entre los periodos $C_u T_a$ y T son mínimos, los valores se observan en la tabla 9.

Así se concluye que estos son los periodos fundamentales de la estructural

Tabla 9.

Periodos obtenidos por fuerza horizontal equivalente

	$C_u T_a$	T	Diferencia (%)
X	0,93	0,89	4,04
Y	0,74	0,74	0,00

Nota: Elaboración propia.

9. Análisis dinámico por el método modal espectral

Este método fue descrito en el numeral 5 de este texto, algunas características para su aplicación en el software Sap2000 fueron las siguientes:

- Se tuvo en cuenta 4 modos de vibración en cada piso con el fin de que participara al menos el 90 % de la masa de la estructura como lo recomienda A.5.4.2
- Se supuso que la masa de todos los pisos se desplazó transversalmente en X y Y del centro de masas, una distancia del 5% de la dimensión en ese piso. A.3.6.7.1.
- Se tuvo en cuenta los efectos de interacción modal, como la combinación cuadrática completa A.5.4.4.

9.1. Resultado del primer análisis

El primer análisis se realizó con las fuerzas sísmicas como se describieron en el numeral anterior, con el fin de obtener los cortantes basales para compararlos con los obtenidos por el análisis de la fuerza horizontal equivalente.

Se observó que los cortantes basales por el análisis modal espectral fueron menores que los obtenidos por FHE, en este caso se ajustaron los resultados como se describe en A.5.4.5 que especifica que la diferencia de los cortantes no puede ser menor que el 80% para estructuras regulares y el 90% para estructuras irregulares; por la geometría de la edificación se observa que el edificio es irregular en planta, por tanto se ajustan los resultados con la ecuación 22. A.5.4-5.

$$\frac{0.9V_s}{V_{tj}} \quad (22)$$

Donde V_{tj} es el cortante basal obtenido por el análisis modal espectral.

Los valores obtenidos se observan en la tabla 10.

Tabla 10.

Comparación de V_{tj} y V_s

	Basal X (KN)	Basal Y (KN)
FHE	2280,42	2591,0
Análisis Modal	1697,791	1582,693
Factor	1,21	1,47
Análisis modal * factor	2052,37	2331,90

Nota: Elaboración propia.

Las fuerzas sísmicas deben ser aumentadas las mismas veces que el valor del factor hallado, así se realiza el segundo análisis modal espectral modificando estas fuerzas.

9.2. Resultado del segundo análisis

Para realizar este análisis fue necesario amplificar la fuerza sísmica para obtener los cortantes basales ($V_{tj} \cdot \text{factor}$) de la tabla 10. Para realizar este procedimiento se tomaron los valores de la gravedad (g) y se multiplicaron por los factores de la tabla 10 para que el software Sap200 reconociera el aumento en las fuerzas sísmicas, en la tabla 11 se observan las fuerzas afectadas en ambas direcciones.

Tabla 11.

Fuerzas sísmicas aumentadas

	Dirección X X = 100%	Dirección Y Y = 100%
$g \text{ (m/s}^2\text{)}$	9,81	9,81
Factor	1,21	1,47
$g \text{ (m/s}^2\text{)} \cdot \text{factor}$	11,86	14,45

Nota: Elaboración propia.

Con los valores de la fuerza sísmica aumentada se obtienen los periodos fundamentales y modos de vibración de la estructura. Además de la masa participativa.

Tabla 12.

Periodo fundamental y masa participativa

	Modo	Periodo (s)	Masa
X	1	0,9	63%
Y	2	0,76	40%

Nota: Elaboración propia.

De la tabla 12 se observa que el periodo en la dirección X y Y son prácticamente iguales al encontrado por FHE, así se concluye que los periodos corresponden a los fundamentales de la estructura.

En el modo de vibración número 20, se observa que para la dirección X se alcanza una participación de masa de 99% y para Y de 90%, cumpliendo así con lo exigido por A.5.4.2.

9.3. Cálculo de irregularidades

Con Las fuerzas sísmicas ajustadas se calculan las irregularidades en las direcciones X y Y, la irregularidad torsional (1aP) y torsional extrema (1bP) se calcula según la figura 9.

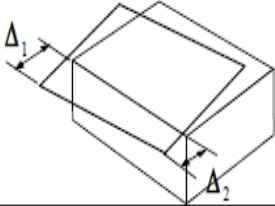
<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional</p> <p>$\phi_p = 0.9$</p> $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema</p> <p>$\phi_p = 0.8$</p> $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
	

Figura 9. Irregularidad torsional y torsional extrema

Fuente: Figura A.3-1. Título A – NSR10

Los resultados en la dirección X se muestran en la tabla 13.

Tabla 13.

Irregularidad 1aP y 1bP en X

h (m)	δ_1 (m)	δ_2 (m)	Δ_1 (%)	Δ_2 (%)	$1,4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$1,2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	Evaluación 1aP	Evaluación 1bP
17	0,085	0,064	0,200	0,200	0,280	0,240	Irregular	Irregular
14	0,079	0,058	0,412	0,324	0,515	0,441	Irregular	Irregular
10,6	0,065	0,047	0,588	0,412	0,700	0,600	Irregular	Irregular
7,2	0,045	0,033	0,706	0,529	0,865	0,741	Irregular	Irregular
3,8	0,021	0,015	0,553	0,395	0,663	0,568	Irregular	Irregular

Nota: Elaboración propia.

Los resultados en la dirección Y se muestran en la tabla 14.

Tabla 14.

Irregularidad 1aP y 1bP en Y

h (m)	δ_1 (m)	δ_2 (m)	Δ_1 (%)	Δ_2 (%)	$1,4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$1,2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	Evaluación 1aP	Evaluación 1bP
17	0,087	0,062	0,200	0,200	0,280	0,240	Irregular	Irregular
14	0,081	0,056	0,441	0,294	0,515	0,441	Irregular	Irregular
10,6	0,066	0,046	0,588	0,412	0,700	0,600	Irregular	Irregular
7,2	0,046	0,032	0,706	0,471	0,824	0,706	Irregular	Irregular
3,8	0,022	0,016	0,579	0,421	0,700	0,600	Irregular	Irregular

Nota: Elaboración propia.

δ_i son los desplazamientos máximos calculados en las columnas, Δ_i corresponde a la deriva de piso, calculada según la ecuación 23.

$$\Delta_i = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h} * 100\% \quad (23)$$

En el nivel 5 (17 m) y en la dirección Y, por ejemplo, se obtiene:

$$\Delta_{1-p5} = \frac{0,087\text{m} - 0,081}{3\text{ m}} * 100\% = 0,20\%$$

La irregularidad retrocesos en las esquinas (2P) se presenta en la planta de la edificación debido a su geometría (ver anexo A). Se calcula según la figura 10.

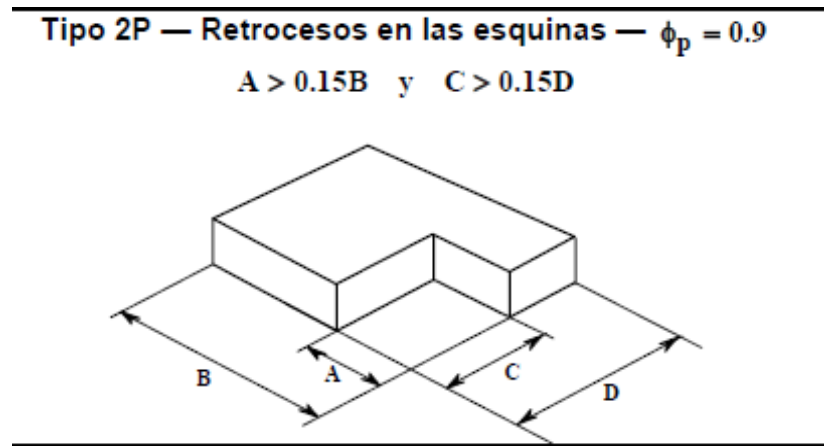


Figura 10. Retrocesos en las esquinas

Fuente: Figura A.3-1. Título A – NSR10

En la tabla 15 se observa la valoración de esta irregularidad.

Tabla 15.

Irregularidad 2P - retrocesos en las esquinas

	m	Evaluación 2P
A	9,72	A > 0,15B Es irregular
B	18,22	
C	14,46	C > 0,15D Es irregular
D	20,61	

Nota: Elaboración propia.

9.4. Derivas obtenidas

A.10.3.4.5 exige que se calcule el índice de flexibilidad de la estructura el cual corresponde a las deflexiones verticales y horizontales, las horizontales pueden ser representadas por las derivas.

Para estructuras de concreto la deriva máxima se limita como se observa en la figura 11

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

Figura 11. Límite de deriva

Fuente: Tabla A.6.4-1. Título A – NSR10

Las derivas de piso pueden obtenerse basándose de dos condiciones de A.6.3. Para este caso se observa que se presenta la condición descrita en A.6.3.1.2. Donde especifica que edificaciones que presenten irregularidades 1aP o 1bP, la deriva máxima se puede obtener según la ecuación 24.

$$\Delta_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i, \delta_{tot,j}^{i-1})^2} \quad (24)$$

Si en la ecuación 24 se introducen los valores deriva en cada dirección X y Y, se obtiene la deriva resultante en porcentaje (%) así se puede comparar con el 1% que exige la NSR-10.

Para la fuerza sísmica en la dirección X se obtienen los valores de la tabla 16.

Tabla 16.

Deriva máxima en X

h (m)	δx (m)	δy (m)	Δx (%)	Δy (%)	Δr (%)	$\Delta_{máx}$ (%)	Evaluación
17	0,085	0,063	0,200	0,167	0,260	1	$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple
14	0,079	0,058	0,412	0,294	0,506		$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple
10,6	0,065	0,048	0,588	0,441	0,735		$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple
7,2	0,045	0,033	0,706	0,500	0,865		$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple
3,8	0,021	0,016	0,553	0,421	0,695		$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple

Nota: Elaboración propia.

En la dirección Y se obtiene los resultados de la tabla 17.

Tabla 17.

Deriva máxima en Y

h (m)	δx (m)	δy (m)	Δx (%)	Δy (%)	Δr (%)	$\Delta_{máx}$ (%)	Evaluación
17	0,064	0,087	0,167	0,200	0,260	1	$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple
14	0,059	0,081	0,353	0,441	0,565		$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple
10,6	0,047	0,066	0,441	0,588	0,735		$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple
7,2	0,032	0,046	0,500	0,706	0,865		$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple
3,8	0,015	0,022	0,395	0,579	0,701		$\Delta r < \Delta_{máx}$ - Cumple

Nota: Elaboración propia.

10. Análisis estructural

Con el fin de comparar los elementos estructurales más esforzados de la edificación se realizó un análisis estructural el cual abordada las cargas muerta, peso propio, carga viva, sismo X y sismo Y. Las diferentes solicitaciones fueron combinadas según el título B de la NSR-10.

10.1. Combinaciones de carga

Se utilizaron las combinaciones básicas según B.2.4.2.

$$1,4(D+F) \quad (25)$$

$$1,2(D+F+T)+1,6(L+H)+0,5(L_r \text{ o } G \text{ o } L_e) \quad (26)$$

$$1,2D+1,6(L_r \text{ o } G \text{ o } L_e) + (L \text{ o } 0,8W) \quad (27)$$

$$1,2D+1,6W+1L+0,5(L_r \text{ o } G \text{ o } L_e) \quad (28)$$

$$1,2D+1E+1L \quad (29)$$

$$0,9D + 1,6W + 1,6H \quad (30)$$

$$0,9D + 1E + 1,6H \quad (31)$$

Donde, D = carga muerta que incluye el peso propio

F = carga debida al peso y presión de fluido

T = fuerza y efectos causados por variación de temperatura

L = cargas vivas debido a la ocupación

H = carga debida al empuje lateral de suelo

L_r = carga viva sobre la cubierta

G = carga debido al granizo

L_e = carga de empozamiento de agua

W = Carga de viento

E = Fuerza sísmica reducida de diseño ($E = F_s/R$)

Para este análisis solo se tendrán en cuenta las siguientes cargas: Carga muerta (D), carga viva (L), carga de sismo (E).

10.2. Reducción de la fuerza sísmica

Las fuerzas sísmicas de diseño (E) que se utilizan en las combinaciones de carga deben ser reducidas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía **R** (B2.4.2.1). Este a su vez debe ser reducido por los coeficientes de reducción en planta (Φ_a), altura (Φ_p) y por falta de redundancia (Φ_r) (A.3.1).

Para obtener el valor de **R_o** se debe tener en cuenta la capacidad de disipación de energía y el sistema estructural. Para este proyecto se ha definido que la zona de amenaza sísmica es baja, para lo cual corresponde a (DMI). El sistema estructural según los planos estructurales del edificio es combinado, pero observando que solo existe un muro estructural y que la mayoría de las cargas verticales y horizontales son soportadas por los pórticos, se llegó a la conclusión que el sistema estructural corresponde más a pórticos resistentes a momentos. Con esta información se obtiene de la tabla A.3.3 de la NSR-10 que **R_o = 2,5**.

El valor de **R** se obtiene afectando **R_o**, para este caso se obtiene

$$R = 0,8 * 2,5 = 2$$

0,8 corresponde al valor de irregularidad torsional extrema, calculada en el numeral 9.3 de este texto. La edificación no presentó irregularidad en altura ni por falta de redundancia por lo cual no se tiene en cuenta la reducción por estos dos criterios.

10.3. Revisión a flexión de las vigas

La forma en que se revisó cada elemento estructural fue tomando los valores de las fuerzas actuantes para compararlas con las fuerzas que el mismo elemento está en capacidad de resistir según los requisitos de la NSR-10. Para la revisión de las vigas a flexión se utilizó el método de la resistencia última unificado, explicado en la obra de Estructuras de concreto I del autor Jorge Segura Franco (Segura, 2011), el cual se rige por la ecuación 32.

$$\phi M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right) \quad (32)$$

Donde M_n = momento nominal resistente

ρ = cuantía de acero

b = base de la sección transversal

d = altura efectiva de la sección transversal

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia (0,9) para elementos sometidos a flexión. C.9.3.

La cuantía de diseño no puede ser mayor que ρ_{max}

$$\rho_{max} = 0,319 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \quad (33)$$

β_1 = Factor que relaciona la profundidad del bloque de compresiones con la profundidad del eje neutro. CR.10.2.7. En C.10.5.1 especifica que la cuantía no debe ser menor a la ecuación 34

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (34)$$

En CR10.3.3 se define que para alcanzar la resistencia nominal a flexión y una sección controlada por tracción, el concreto en la zona de compresión (ϵ_c) alcanza una deformación unitaria de 0,003 al mismo tiempo que el acero en la zona de tracción (ϵ_t) alcance una deformación unitaria igual o superior a 0,005. La deformación unitaria en la fluencia de un acero de $f_y = 420$ MPa y un módulo de elasticidad de $E = 200000$ MPa se limita a $\epsilon_t = \frac{420\text{MPa}}{200000\text{MPa}} = 0,0021$, es decir, en 0,005 ya el acero está trabajando en el rango plástico y esto es lo que garantiza que trabaje a tracción, en caso contrario se define la zona controlada por compresión. La forma para calcular la deformación en el acero se obtiene del diagrama de deformaciones mostrado en la figura 12.

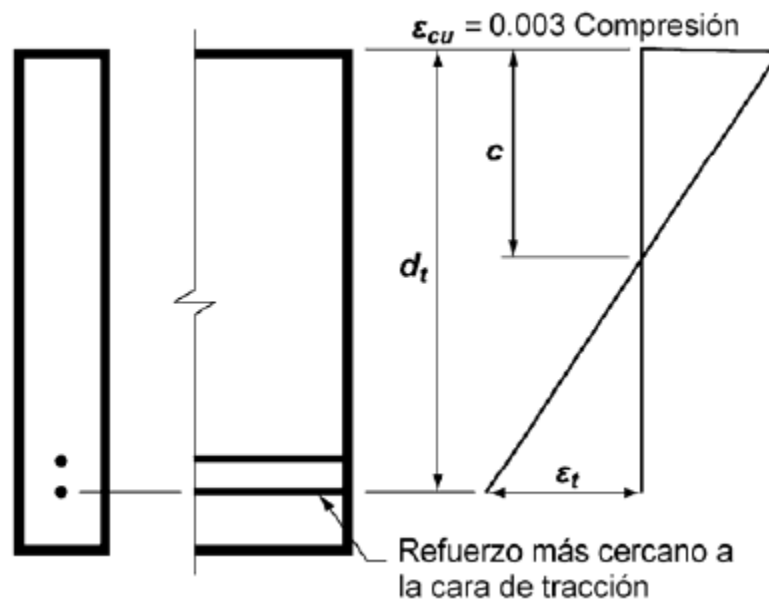


Figura 12. Diagrama de deformaciones

Fuente: Figura CR10.3.3. Título C – NSR10

La profundidad del eje neutro (C) se obtiene con la ecuación 35.

$$C = \frac{\rho f_y d}{0,85 f'_c \beta_1} \quad (35)$$

La deformación unitaria en para el acero en la zona de tracción se obtiene según la ecuación 36.

$$\varepsilon_t = \frac{d - C}{C} \varepsilon_c \geq 0,005 \quad (36)$$

Del análisis estructural con las diferentes combinaciones de carga como las que se observan en las ecuaciones 25 a 31, se tomaron los momentos flectores actuantes en cada viga, con estos valores y la ecuación 32 se determinó el momento nominal resistente.

Por ejemplo, para la viga F entre apoyos 2 – 3 niveles 1, 2,3, $b = 40 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 35 \text{ cm}$, $f_y = 420 \text{ MPa}$, $f'_c = 21,1 \text{ MPa}$, $A_s = 20,4 \text{ cm}^2$ y un momento negativo actuante (M_u) de 150,61 KN.m se obtiene:

$$\rho = \frac{20,4 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 35 \text{ cm}} = 0,0145$$

$$\Phi M_n = 0,9 * 0,0145 * 420 \text{ MPa} * 40 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^2 \left(1 - 0,59 * \frac{0,0145 * 420 \text{ MPa}}{21,1 \text{ MPa}} \right)$$

$$\Phi M_n = 222,78 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

La cuantía debe cumplir con los criterios establecidos por la NSR-10.

$$\rho_{max} = 0,319 * 0,85 \frac{21,1 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 0,0136$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} = 0,0033$$

Se observa que la cuantía existente ρ es mayor que la máxima permitida, esto puede deberse a que anteriormente se diseñaba bajo los requisitos del método elástico.

La profundidad del eje neutro se obtiene aplicando la ecuación 29.

$$C = \frac{0,0145 * 420 \text{ MPa} * 35 \text{ cm}}{0,85 * 21,1 \text{ MPa} * 0,85} = 13,98 \text{ cm}$$

Se comprueba la deformación unitaria en el refuerzo

$$\varepsilon_t = \frac{35 \text{ cm} - 13,98 \text{ cm}}{13,98 \text{ cm}} * 0,003 = 0,0045$$

$\varepsilon_t < 0,005$, la sección está controlada por compresión. Otra interpretación que se puede realizar en este caso es que la sección tiene una cuantía de acero excesiva, como se mencionó anteriormente la NSR-98 permitía esta cogestión de refuerzo. También se puede observar que con una menor cuantía la sección todavía está en capacidad de resistir el momento actuante y sería controlada por tracción.

No obstante, la revisión de los elementos estructurales debe realizarse con la información real de los planos estructurales. Además, según A.10.4.3 se debe determinar el índice de sobreesfuerzo (I.F) para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos como cortantes, torsión, flexión. Etc. cuando se realicen estudios a edificaciones diseñadas con reglamentos anteriores a la NSR-10. Este valor se obtiene dividiendo la fuerza actuante sobre la resistencia efectiva del elemento y no debe ser mayor que la unidad, la resistencia efectiva se calcula según la ecuación 37.

$$N_{ef} = \phi_c \phi_e N_{ex} \quad (37)$$

Donde N_{ef} = Resistencia efectiva del elemento.

N_{ex} = Resistencia existente del elemento

ϕ_c o ϕ_e = Coeficiente que dependen de la construcción y calidad de la estructura, sus valores se obtienen según la figura 13.

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

Figura 13. Coeficientes ϕ_c o ϕ_e

Fuente: Tabla A.10.4-1 Título A. NSR-10

Realizando un análisis visual se aprecia que la estructura se encuentra en buen estado y los coeficientes son ϕ_c o $\phi_e = 1$.

El índice de sobreesfuerzo para el ejemplo sería

$$I.F = \frac{M_u}{N_{ex}} = \frac{150,61 \text{ KN.m}}{1 * 222,78 \text{ KN.m}} = 0,679$$

$$I.F < 1$$

En la tabla 18 se observan los momentos actuantes que arrojó el análisis estructural, la cuantía existente, la resistencia del elemento y el valor del índice de sobreesfuerzo para la viga F en los niveles 1,2 y 3.

Tabla 18.

Revisión por flexión viga eje F

Viga eje F (40X40) nivel 1,2,3			
Apoyo	De 2 a 3	De 3 a 5	De 5 a 7
$m_{\text{actuante}}(-)$ KN-m	150,61	142,76	212,14
$\rho(-)_{\text{existente}}$	0,0145	0,0128	0,0145
$m_{\text{resistente}}(-)$ KN-m	222,78	201,4	228,78
I.F	0,676	0,709	0,927
$m_{\text{actuante}}(+)$ KN-m	141,43	75,66	126,11
$\rho(+)_{\text{existente}}$	0,0096	0,0081	0,0081
$m_{\text{resistente}}(+)$ KN-m	157,8	135,8	135,8
I.F	0,896	0,557	0,929
b = 40 cm	f'c = 21,1 MPa		$\rho_{\text{max}} = 0,0136$
d = 35 cm	fy = 420 MPa		$\rho_{\text{min}} = 0,0033$

Nota: Elaboración propia.

Los índices de sobreesfuerzos que se observan en la tabla 18 no superan el valor de la unidad, esto quiere decir que las vigas no fallaran por flexión ante las cargas impuestas y la combinación más crítica. En el anexo B se encuentran los resultados de la revisión por flexión de las vigas de

los otros ejes y solamente se encuentra en peligro de la falla la viga del eje 5 entre apoyos F y D con un I.F = 1,013, no obstante, este solo tramo no compromete de manera significativa a la estructura. Se concluye entonces que las dimensiones de la sección transversal de las vigas son óptimas, aunque en algunos casos se colocó una cuantía de acero superior a la máxima de diseño.

10.4. Revisión por cortante de las vigas

La NSR-10 en el título C.11 especifica que el diseño para elementos sometidos a cortante debe cumplir con la ecuación 38.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (38)$$

Donde ϕ = coeficiente de reducción de resistencia (0,75) para elementos sometidos a cortante

V_n = resistencia nominal del elemento calculada como $V_c + V_s$

V_c = resistencia nominal proporcionada por el concreto

V_s = resistencia proporcionada por el refuerzo

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección

En C.11.2.1.1 se limita la resistencia proporcionada por el concreto a la ecuación 39.

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c}bd \quad (39)$$

$\lambda = 1$, factor de modificación definido en C.8.9

La resistencia proporcionada por el refuerzo perpendicular a cortante se calcula según la ecuación 40, especificada en C.11-15.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (40)$$

No debe ser mayor a lo especificado en C.11.4.7.9. Ecuación 41.

$$V_s \leq 0,66\sqrt{f'c}bd \quad (41)$$

La revisión y diseño debe realizarse en una sección crítica para condiciones típicas de apoyo. Como elementos de apoyo sobre la base de los elementos y elementos unidos monolíticamente CR11.1.3.1. El cortante en la sección crítica se toma a una distancia d y se ilustra en la figura 14.

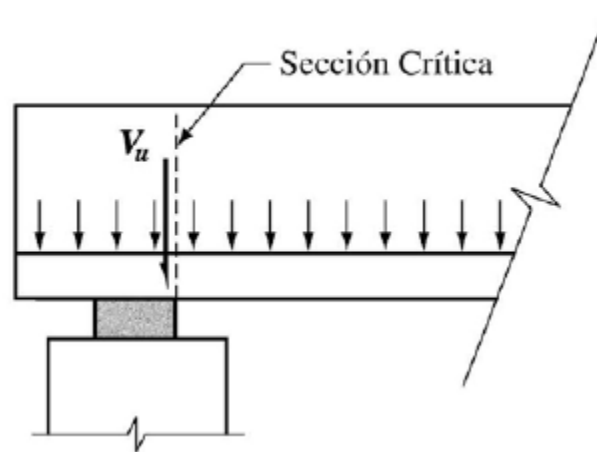


Figura 14. Sección crítica a cortante

Fuente: Figura CR11.1.3.1 (b). Título C NSR-10

Por ejemplo, para la viga 5 entre apoyos D – B para todos los niveles, $b = 40 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$ y $d = 40 \text{ cm}$, $f_y = 420 \text{ MPa}$, $f'c = 21,1 \text{ MPa}$, $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$, separación entre estribos $S = 17,5 \text{ cm}$ y una fuerza cortante actuante (V_u) de $157,36 \text{ kN}$ se obtiene:

Resistencia por el concreto:

$$V_c = 0,17 * 1\sqrt{21,1\text{MPa}} * 40 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 124,94 \text{ kN}$$

Resistencia por el refuerzo a cortante:

$$V_s = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 420\text{MPa} * 40 \text{ cm}}{17,5 \text{ cm}} = 136,32 \text{ kN}$$

Resistencia máxima por el refuerzo a cortante:

$$V_{smax} = 0,66\sqrt{21,1\text{MPa}} * 40 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 458,07 \text{ kN}$$

Coefficiente de reducción de resistencia:

$$\phi = 0,75$$

Resistencia nominal al cortante:

$$\phi V_n = 0,75 * 124,94 \text{ KN} + 136,32 \text{ KN} = 195,95 \text{ KN}$$

Índice de sobreesfuerzos:

$$I.F = \frac{V_u}{N_{ex}} = \frac{157,36 \text{ KN}}{1 * 195,95 \text{ KN}} = 0,803$$

$$I.F < 1$$

En la tabla 19 se observan los cortantes actuantes máximos para la revisión de la viga, sus propiedades, el acero utilizado y la separación entre estribos. Se puede apreciar que el índice de sobreesfuerzo en el tramo F-D supera la unidad, quiere decir que el elemento está en riesgo de fallar a cortante si se presentara un movimiento sísmico con las características con que se evaluó la estructura. En el anexo B se presentan los resultados de la revisión del restante de las vigas y se observa que solamente se presenta una falla en la ubicación anteriormente dicha.

Tabla 19.

Revisión por fuerza cortante viga eje 5

Viga eje 5 (40X45) nivel 1,2,3,4,5				
Apoyo	Voladizo a F	De F a D	De D a B	De B a A
Vu (KN)	9,17	220,51	157,36	145,82
Vc (KN)	124,94	124,94	124,94	124,94
Vs (KN)	136,32	136,32	136,32	136,32
ϕV_n (KN)	195,95	195,95	195,95	195,95
I.F	0,047	1,125	0,803	0,744
b = 40 cm	f'c = 21,1 MPa		As = 71 mm ²	
d = 40 cm	fy = 420 MPa		S = 17,5 cm	

Nota: Elaboración propia.

10.5. Revisión de elementos a compresión – columnas

Las columnas son elementos sometidos principalmente a compresión, aunque debido a que son fundidas monolíticamente y que generalmente soportan vigas en diferentes direcciones, se producen momentos en los extremos, situación que toma el nombre de flexión biaxial. La norma NSR-10 en CR10.3.6 permite revisar y diseñar columnas biaxiales por el método de la superficie de falla. En la figura 15 se observa como la excentricidad y la carga P_u generan los momentos en los extremos de la sección transversal de la columna.

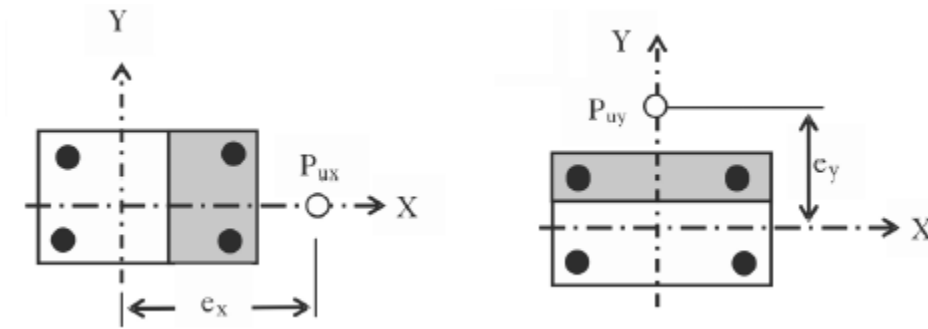


Figura 15. Flexión uniaxial en los ejes X y Y

Fuente: Figura 7.9. Análisis y diseño sísmico de edificios. (Rochel, 2012)

Sobre el eje Y se presenta una flexión debido a la excentricidad e_x , $M_{uy} = P_{uz} * e_x$, corresponde al caso (a) de la figura 16, del mismo modo sobre el eje X se presenta la flexión debido a la excentricidad e_y , $M_{ux} = P_{uz} * e_y$, caso (b) de la figura 16. Cuando la carga P_u en un plano que forma un ángulo α con el eje X, se obtiene la flexión biaxial, caso (c) de la figura 16.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{e_x}{e_y} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{M_{ux}}{M_{uy}} \right) \quad (42)$$

El esquema tridimensional de la flexión biaxial se presenta en la figura 16, se puede observar los casos (a), (b) y (c) mencionados anteriormente.

Bajo estos principios se formula la ecuación de la superficie de falla

$$\frac{P_u - P_b}{P_o - P_b} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{bx}} \right)^{1,5} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{by}} \right)^{1,5} = \leq 1 \quad (43)$$

Donde: P_u = carga axial mayorada, positiva para compresión y negativa para sanción

M_{ux} = momento flector mayorado sobre el eje x

M_{uy} = momento flector mayorado sobre el eje y

P_o = máxima carga axial teórica que puede soportar la columna positiva para y negativa para tracción

P_b = carga axial mayorada para condiciones balanceadas

M_{bx} = momento mayorado en condiciones balanceadas sobre el eje x

M_{by} = momento mayorado en condiciones balanceadas sobre el eje y

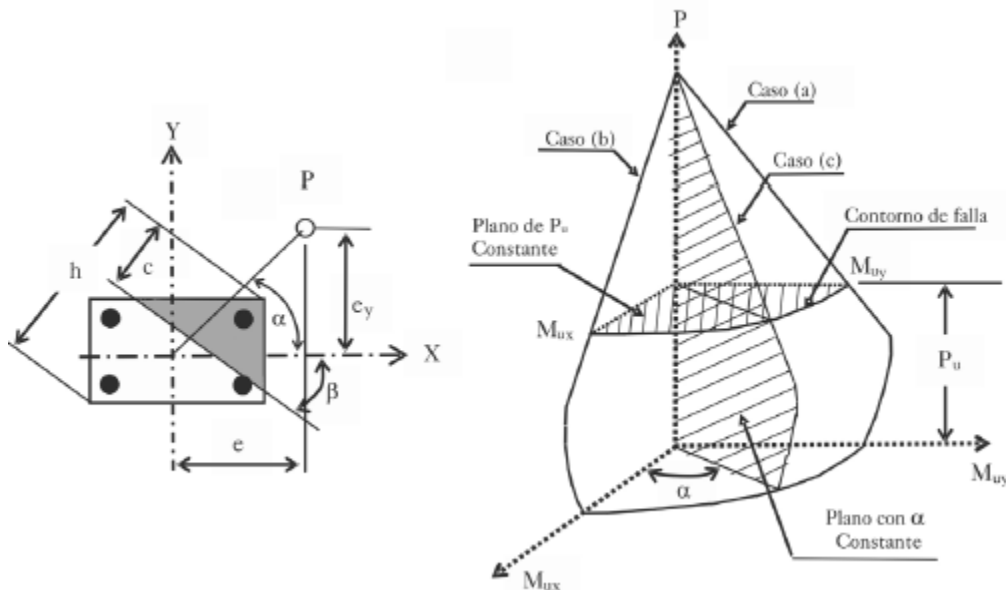


Figura 16. Flexión biaxial

Fuente: Figura 7.10. Análisis y diseño sísmico de edificios. (Rochel, 2012)

En cierto modo con el resultado de la ecuación se obtiene el índice de sobreesfuerzo (I.F). En

C.10.2 se formula la resistencia máxima para elementos con estribos a compresión, ecuación 44.

$$P_o = 0,75\phi[0,85f'_c(A_g - A_{st}) + \phi A_{st}f_y] \quad (44)$$

Donde: $\phi = 0,65$ para elementos sometidos a compresión. C.9.3

$$A_g = bh$$

$$A_{st} = \text{Área de refuerzo}$$

En C.10.3.5 se limita la resistencia mínima a la tracción según la ecuación 45.

$$P_o = -\phi A_{st}f_y \quad (45)$$

En la figura 17 se observa el diagrama de interacción en la zona de tracción.

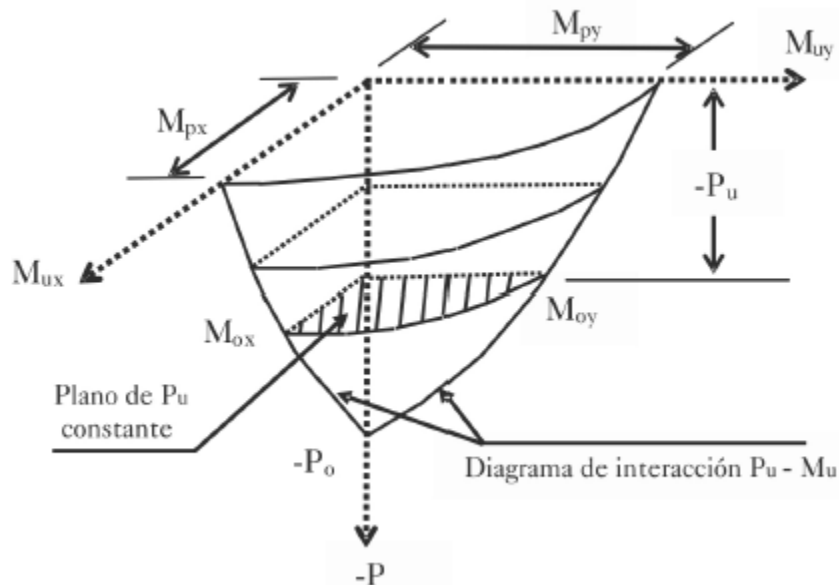


Figura 17. Diagrama de interacciones para la zona de tracción

Fuente: Figura 7.12. Análisis y diseño sísmico de edificios. (Rochel, 2012)

La falla a compresión en condiciones balanceadas se obtiene según la ecuación 46.

$$P_b = \phi[0,85f'_c a_b b + A'_s f'_y - A_s f_y] \quad (46)$$

Dónde: $\alpha_b = \beta_1 C_b$ y es la distancia en la que se asume una tensión uniforme de compresión.

C_b = distancia de la fibra extrema a compresión (extremo del elemento) al eje neutro y se calcula según la ecuación 47.

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} d \quad (47)$$

En la ecuación 43 se introduce el P_b que resulta de la ecuación 48.

$$P_b = (P_{bx} \text{ o } P_{by}) \mp \Delta P_b \quad (48)$$

Sí ΔP_b es negativo, se opera con el mayor valor de P_{bx} o P_{by} , si ΔP_b es positivo, se suma al menor valor de P_{bx} o P_{by} .

ΔP_b se calcula por interpolación según la ecuación 49.

$$\Delta P_b = \frac{\alpha(P_{bx} - P_{by})}{90^\circ} \quad (49)$$

El ángulo α se obtiene según la ecuación 50.

$$\alpha = \arctan \frac{M_{uy}}{M_{ux}} \quad (50)$$

P_{bx} y P_{by} se obtiene con la ecuación 51.

$$P_{bxy} = 0,85\phi f'_{cab} + \sum_{i=1}^n f_{si} * A_{si} - \sum_{i=1}^n f'_{si} * A'_{si} \quad (51)$$

El símbolo (´) se refiere al acero ubicado en la zona de compresión arriba de C_b . f_{si} o f'_{si} son el esfuerzo que desarrolla el acero de refuerzo en la zona de tracción o compresión, no debe ser

mayor a f_y , de lo contrario el refuerzo sobrepasaría el límite de fluencia, situación no deseada en este tipo de elementos. Se calculan según la ecuación 52.

$$f_{si} = E \varepsilon_t \quad (52)$$

ε_t se calcula según la ecuación 36.

Los valores de los momentos en condiciones balanceadas se obtienen según la ecuación 53

$$M_{bx}, M_{by} = P_u * e' = 0,85 \phi f'c ab + \phi * \sum_{i=1}^n f_{si} * A_{si} \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (53)$$

Donde: d_i = distancia de la fibra más extrema al refuerzo

h = altura de la sección transversal

b = base de la sección transversal

Por ejemplo, la columna A-5 nivel 1, 16 # 8 (81,6 cm²). $P_u = 1465,85$ KN, $M_x = 325$ KN-m, $M_y = 178,77$ KN-m, sección transversal como se muestra en la figura 18, $d = 45$ cm. $f'c = 24,1$ MPa, $f_y = 420$ MPa. Se obtiene:

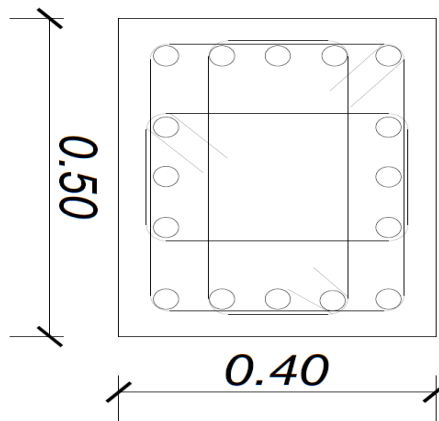


Figura 18. Columna A-5 nivel 1

Fuente: Plano estructural edificio CUC EESE Ingeniería

$$P_o = 0,75 \phi [0,85 f'c (A_g - A_{st}) + \phi A_{st} f_y] = 3518,41 \text{ KN}$$

Análisis sobre el eje X. Para la condición balanceada se obtiene:

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} d = 26,47 \text{ cm}$$

$$a_b = \beta_1 C_b = 22,5 \text{ cm}$$

En la figura 19 se observan las distancias de la fibra extrema a compresión a los refuerzos.

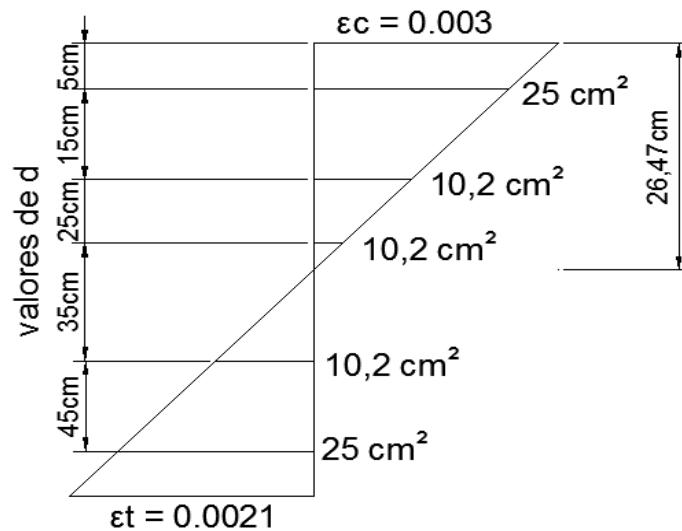


Figura 19. Diagrama de deformaciones en X columna A-5 nivel 1

Fuente: Elaboración propia

Para $d = 5 \text{ cm}$ se obtiene:

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \varepsilon_c = 0,0024$$

$$f'_{si} = E \varepsilon_t = 420 \text{ MPa}$$

Así se determinan los esfuerzos f_{si} o f'_{si} para los demás valores de d . Se calcula el momento en las condiciones balanceadas:

$$M_{bx} = P_u * e' = 0,85 \phi f'_c a b + \phi * \sum_{i=1}^n f_{si} * A_{si} \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \left(\frac{h}{2} - d_i \right) = 464,30 \text{ KN} - m$$

Se calcula P_{bx} para condiciones balanceadas:

$$P_{bx} = 0,85\phi f'c ab + \sum_{i=1}^n f_{si} * A_{si} - \sum_{i=1}^n f'_{si} * A'_{si} = 1240,64 \text{ KN}$$

Análisis sobre el eje Y. En este caso deben invertirse la sección transversal, es decir, se toma la base $b = 50 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$ y $d = 35 \text{ cm}$.

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} d = 20,59 \text{ cm}$$

$$a_b = \beta_1 C_b = 17,5 \text{ cm}$$

En la figura 20 se observan las distancias de la fibra extrema a compresión a los refuerzos.

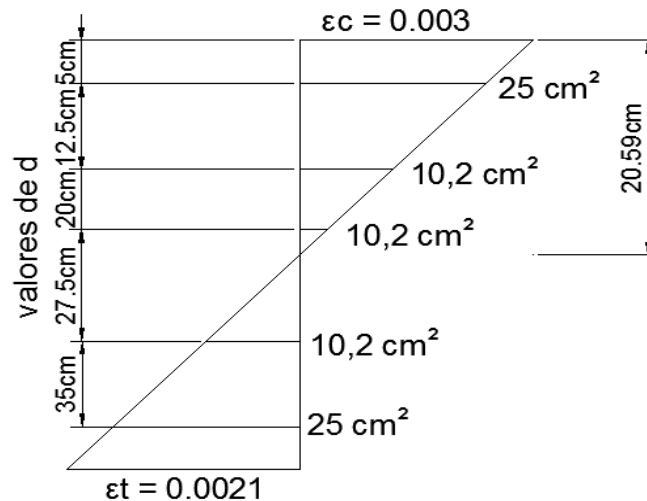


Figura 20. Diagrama de deformaciones en Y columna A-5 nivel 1

Fuente: Elaboración propia

Para $d = 5 \text{ cm}$ se obtiene:

$$\varepsilon_t = \frac{d - C}{C} * \varepsilon_c = 0,0022$$

$$f'_{si} = E \varepsilon_t = 420 \text{ MPa}$$

Así se determinan los esfuerzos f_{si} o f'_{si} para los demás valores de d . Se calcula el momento en las condiciones balanceadas:

$$M_{by} = P_u * e' = 0,85\phi f'c ab + \phi * \sum_{i=1}^n f_{si} * A_{si} \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) \left(\frac{h}{2} - d_i\right) = 354,78 \text{ KN} - m$$

Se calcula P_{by} para condiciones balanceadas:

$$P_{by} = 0,85\phi f'c ab + \sum_{i=1}^n f_{si} * A_{si} - \sum_{i=1}^n f'_{si} * A'_{si} = 1176,40 \text{ KN}$$

Se obtiene el ángulo α

$$\alpha = \arctan \frac{M_{uy}}{M_{ux}} = 28,81^\circ$$

Se obtiene la carga P_b en condiciones balanceadas:

$$\Delta P_b = \frac{\alpha(P_{bx} - P_{by})}{90^\circ} = -20,57 \text{ KN}$$

$$P_b = 1240,64 \text{ KN} - 20,57 \text{ KN} = 1220,08 \text{ KN}$$

$$P_u > P_b \text{ Controla la compresión}$$

Se aplica la ecuación 43.

$$\frac{1465,85 \text{ KN} - 1220,08 \text{ KN}}{3518,41 \text{ KN} - 1220,08 \text{ KN}} + \left(\frac{325 \text{ KN} - m}{464,30 \text{ KN} - m}\right)^{1,5} + \left(\frac{178,77 \text{ KN} - m}{354,78 \text{ KN} - m}\right)^{1,5} = 1,05$$

El resultado refleja que la columna no está en condiciones de soportar las solicitaciones ante un sismo para las nuevas condiciones de la NSR-10. En el anexo C se observan las tablas de las evaluaciones de las demás columnas.

Las columnas E-1, D-3, D-2, F-5, D-5, B-7, B-5, A-6 y A,5 no están en capacidad de resistir las solicitaciones a los que están siendo sometidas sobre todo en los primeros niveles, esto refleja que los nuevos movimientos sísmicos, factores de seguridad y otras variables de la NSR-10 son más exigentes y constituyen un diseño más conservador.

10.6. Revisión del muro estructural

En general existen dos clases de muros, largos o esbeltos y cortos, se define según la relación alto (h_w) y largo (l_w), si es mayor a 2 se clasifica como largo por el contrario será corto.

En los muros largos el comportamiento lo controla la flexión, en los cortos el cortante controla las deformaciones por flexión y resistencia. C.21.4.4.2 recomienda colocar elementos de borde cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepasen $0,3f'_c$ para DMI y DMO y $0,22f'_c$ para DES. Estos elementos se diseñan como lo indicado en 10.5. Este esfuerzo se calcula según la ecuación 54.

$$f_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \frac{L_w}{2}}{I} \quad (54)$$

Donde I = momento de inercia de la sección transversal $I = \frac{bh^3}{12}$

Para condiciones balanceadas se calcula el C_b y el P_b .

$$C_b = \frac{L_w * \varepsilon_c}{L_w + \varepsilon_t} \quad (55)$$

$$P_b = 0,85\beta f'_c C_b t_w \quad (56)$$

Donde t_w = espesor del muro.

Si $P_b > P_u$ controla la tracción, si $P_b < P_u$ controla la compresión.

Para el diseño a cortante del muro y su refuerzo horizontal se utilizan las siguientes ecuaciones.

Si la sección es controlada por tracción en C.11.2.2.3 se limita la resistencia al cortante por el concreto, se calcula según la ecuación 57.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{0,29N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_w d \quad (57)$$

Donde $d = 0,80l_w$ según C.11.9.4, $b_w = t_w$ y N_u = fuerza axial mayorada en la sección.

Si la sección es controlada por compresión en C.11.9.5 se limita la resistencia al cortante por el concreto se calcula según la ecuación 58.

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c}hd \quad (58)$$

Donde $h = t_w$

Sin importar si controla la tracción o la compresión en C.11.9.6 se limita la resistencia al cortante por el concreto según las ecuaciones 59 y 60.

$$V_c = 0,27\lambda\sqrt{f'c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (59)$$

$$V_c = \left[0,05\lambda\sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0,1\lambda\sqrt{f'c} + 0,2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \quad (60)$$

En estas ecuaciones se siguen las mismas restricciones de h y d .

La resistencia proporcionada por el refuerzo se limita en C.11.9.9.1 según la ecuación 61.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (61)$$

Donde s = separación entre refuerzo y debe ser el mínimo de las siguientes ecuaciones.

$$S = 3t_w \quad (62)$$

$$S = 45 \text{ cm} \quad (63)$$

$$S = \frac{l_w}{5} \quad (64)$$

$$S = \frac{A_s \#C}{\rho_d t_w} \quad (65)$$

Las ecuaciones 62 y 63 se limitan por C.14.3.5, la ecuación 64 por C.11.9.9.3.

En la ecuación 65, $\#C$ = número de capas de refuerzo y ρ_{dh} es la cuantía de diseño horizontal la cual según C.14.3.3 debe ser 0,0025 para barras corrugadas, 0,0020 para barras corrugadas no mayores a N°5 y 0,0020 para refuerzo electrosoldado liso no mayor a MW200 o MD200, según C.11.9.8 estas cuantías solo se utilizan cuando $V_u < 0,5\Phi V_c$.

Además, la cuantía ρ_d se calcula según la ecuación 66.

$$\rho_{dh} = \frac{V_u - \Phi V_c}{\Phi(f_y l_w t_w)} \quad (66)$$

Así, V_n se obtiene $\Phi(V_c + V_s)$, aunque para DMI y DMO V_n no debe ser mayor a los especificado en C.11.9.3 según la ecuación 67.

$$V_n = 0,83\sqrt{f'c}hd \quad (67)$$

Los muros estructurales poseen una gran resistencia a la flexión, por esta razón solo se utilizan cuantías mínimas limitadas por la NSR-10. Así la cuantía de diseño a flexión o cortante vertical se limita en C.11.9.9.4 por la ecuación 68

$$\rho_{dv} = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_{dh} - 0,0025) \quad (68)$$

Según C.14.3.2 la cuantía de refuerzo vertical puede ser 0,0015 para barras corrugadas, 0,0012 para barras corrugadas no mayores a N°5 con f_y no menor a 420 MPa y 0,0012 para refuerzo electrosoldado liso no mayor a MW200 o MD200, según C.11.9.8 estas cuantías solo se utilizan cuando $V_u < 0,5\Phi V_c$. En la ecuación 68 h_w es la altura del muro y l_w es la longitud total del muro.

Para la revisión del muro estructural se tomaron las fuerzas de mayor magnitud debido a que el refuerzo es el mismo para todos los niveles.

$N_u, P_u = 875,33 \text{ KN}$. $M_u = 337,43 \text{ KN-m}$. $V_u = 142,27 \text{ KN}$. $f_y = 420 \text{ MPa}$, $f'_c = 21,1 \text{ MPa}$,
 $L = 5,85 \text{ m}$, $t_w = 15 \text{ cm}$. $H = 3,8 \text{ m}$.

Se determina si se necesitan elementos de borde.

$$f_c = \frac{857,55 \text{ KN}}{5,85 \text{ m} * 0,15 \text{ m}} + \frac{337,43 \text{ KN} - m * \frac{0,80 * 5,85 \text{ m}}{2}}{\left(\frac{0,15 \text{ m} * 0,80 * 5,85 \text{ m}^3}{12} \right)} = 1,39 \text{ MPa}$$

Para DMI

$$f'_c = 0,3 * 21,1 \text{ MPa} = 6,33 \text{ MPa}$$

Como $f_c < 0,3f'_c$. No se necesitan elementos de borde.

Se obtiene C_b y P_b .

$$\varepsilon_t = \frac{f_y}{E} = \frac{420 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} = 0,0021$$

$$C_b = \frac{L_w * \varepsilon_c}{L_w + \varepsilon_t} = \frac{0,8 * 5,58 \text{ m} * 0,003}{0,8 * 5,58 \text{ m} + 0,0021} = 3,44 \text{ m}$$

$$P_b = \phi 0,85 \beta f' c C_b t_w = 0,65 * 0,85 * 0,85 * 21,1 \text{ MPa} * 3,44 \text{ m} * 0,15 \text{ m} = 5114,84 \text{ KN}$$

$P_u < P_b$. Controla la tracción.

Revisión del refuerzo a cortante (horizontal)

Se determina la resistencia del concreto a cortante. Por controlar la tracción se utiliza la ecuación 57 y además de ellas las ecuaciones 59 y 60.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{0,29 N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f' c} b_w d = 746,41 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,27 \lambda \sqrt{f' c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 899,02 \text{ KN}$$

$$V_c = \left[0,05 \lambda \sqrt{f' c} + \frac{l_w \left(0,1 \lambda \sqrt{f' c} + 0,2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d = 771,13 \text{ KN}$$

La resistencia del concreto a cortante es:

$$\Phi V_c = 0,75 * 746,41 \text{ KN} = 559,80 \text{ KN}$$

Se calcula la resistencia por el refuerzo a cortante para las dos líneas de refuerzo del muro.

$$A_s = 48,28 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$\Phi V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = 0,75 * 47449,58 \text{ KN} = 35587,19 \text{ KN}$$

Se obtiene la resistencia nominal al cortante.

$$\Phi V_n = 0,83 \sqrt{f'c} h d = 2007,33 \text{ KN}$$

$V_u < \Phi V_n$. El refuerzo y la sección cumplen por resistencia

El área de refuerzo y la separación son determinadas por la información de los planos estructurales, ver anexo A.

Revisión del refuerzo a flexión (vertical)

Se calcula la cuantía horizontal para una capa de refuerzo

$$\rho_{dh} = \frac{24,14 \text{ cm}^2}{585 \text{ cm} * 15 \text{ cm}} = 0,00275$$

Se calcula la cuantía vertical.

$$\rho_{dv} = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_{dh} - 0,0025) = 0,0027$$

El acero de refuerzo requerido en una capa es:

$$A_s = 0,0027 * 380 \text{ m} * 15 \text{ m} = 15,57 \text{ cm}^2$$

El acero de refuerzo existente en una capa es:

$$A_s = 24,14 \text{ cm}^2$$

Se observa que existe una cantidad de acero de refuerzo superior al requerido.

El índice de sobreesfuerzo para la fuerza cortante es:

$$I.F = \frac{V_u}{N_{ex}} = \frac{142,77 KN}{1 * 2007,33 KN} = 0,073$$

$$I.F < 1$$

11. Análisis de la estructura en el umbral de daño

Con el fin de que la estructura se mantenga funcional después de un temblor o un sismo, el título A-12 requiere que se estudie la estructura en el inicio del daño o el umbral de daño. Según A.12.1.1 las estructuras pertenecientes a los grupo de uso IV y III (a,b,c,d) deben estudiarse para este umbral.

Los movimientos sísmicos de diseño para este caso, corresponde a los establecidos en A-12 y se determinan según la región donde se encuentre la estructura. En el numeral 7.4 de este texto se determinó que A_d corresponde a un valor de 0,03. El espectro de diseño correspondiente a estos movimientos se construye según la figura 21.

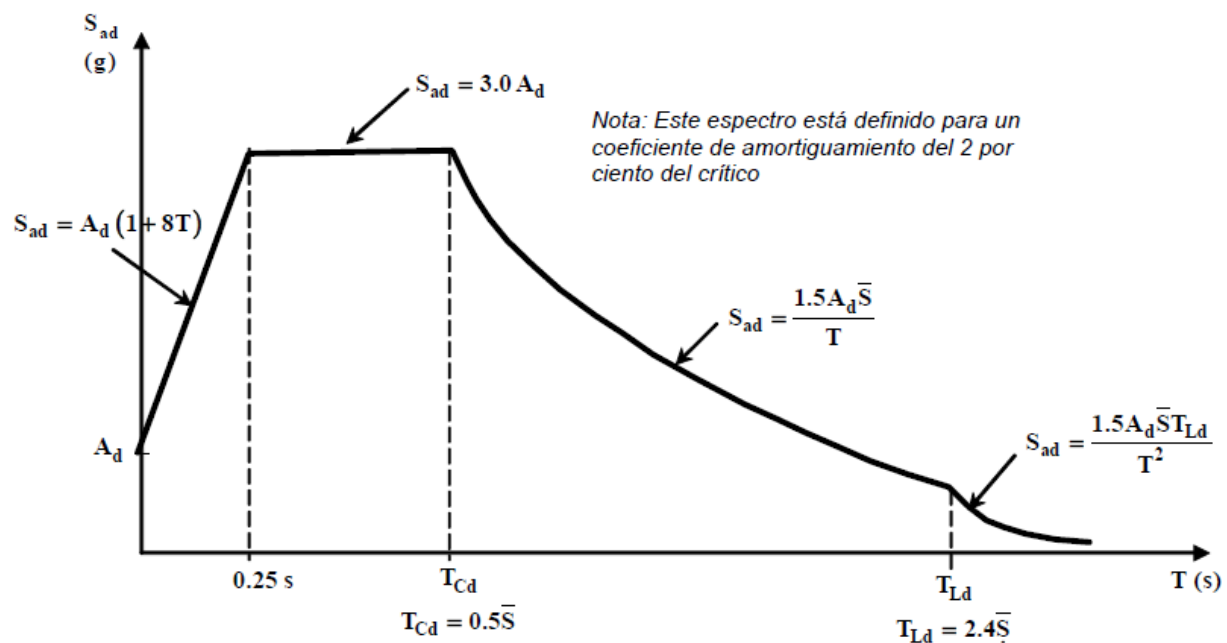


Figura 21. Modelo de espectro para el umbral de daño

Fuente: Figura A.12.3-1. Título A – NSR10

De la figura 21 S_{ad} = valor del espectro sísmico en el umbral de daño, para un periodo de vibración dado. \bar{S} = coeficiente de sitio (1,25Fv).

Del mismo modo que se analizó la estructura por los métodos de la fuerza horizontal equivalente y el análisis modal espectral con los movimientos sísmicos descritos en A.2, se analizó la estructura con los movimientos y espectro pertenecientes al umbral de daño.

11.1. Análisis por la fuerza horizontal equivalente en el umbral de daño

Para la utilización de este método se deben tener en cuenta los mismos requisitos que para un análisis con los movimientos sísmicos normales, así lo exige A.12.4.3. Siguiendo las indicaciones de la figura 21 se obtiene el espectro de la figura 22 para el umbral de daño.

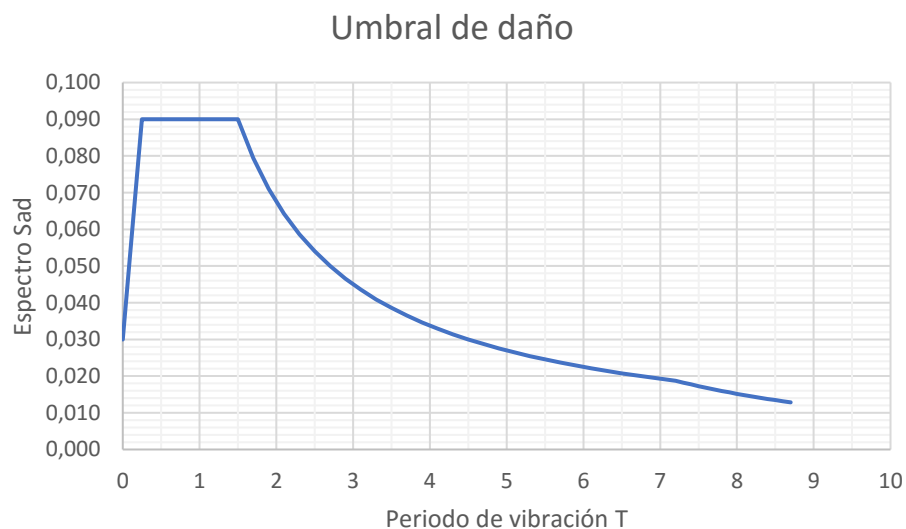


Figura 22. Espectro de aceleraciones para el umbral de daño

Fuente: Elaboración propia

En A.12.4.3 requiere que el periodo para obtener el valor del espectro Sad, puede ser el mismo que se determinó en el análisis normal, para este caso $C_u T_a = 0,88$ s. El análisis se realizó dos veces en el eje X y Y debido a la diferencia de periodo. Los resultados en ambas direcciones se observan en las tablas 20 y 21.

En la dirección X se obtuvo:

$C_u T_a$	0,90
S_a	0,09
M (Kg)	849253,41
V_a (KN)	749,81
K	1,2

Tabla 20.

Resultados FHE en X para el umbral de daño

h (m)	m (Kg)	$m \cdot h^k$	C_{vx}	f_x (KN)	δx (m)	$m \cdot \delta x^2$	$f_x \delta x$	T (s)
17	133523,14	4000324,678	0,28	211,51	0,028	10,67	5,92	0,89
14	181472,07	4306886,574	0,30	227,72	0,025	11,56	5,69	
10,6	181472,07	3084443,574	0,22	163,09	0,021	8,16	3,42	
7,2	181472,07	1939138,313	0,14	102,53	0,013	3,13	1,33	
3,8	171313,97	850223,4589	0,06	44,95	0,0064	0,72	0,29	
Total		14181016,6	1	749,81		34,23	1698,40	

Nota: Elaboración propia.

En la dirección Y se obtuvo:

$C_u T_a$	0,74
S_a	0,09
M (Kg)	849253,41
V_a (KN)	749,81
K	1,12

Tabla 21.

Resultados FHE en Y para el umbral de daño

h (m)	m (Kg)	$m \cdot h^k$	C_{vy}	f_y (KN)	δy (m)	$m \cdot \delta y^2$	$f_y \delta y$	T (s)
17	133523,14	4000324,678	0,28	211,51	0,019	4,91	4,02	0,74
14	181472,07	4306886,574	0,30	227,72	0,017	5,35	3,87	
10,6	181472,07	3084443,574	0,22	163,09	0,014	3,63	2,28	
7,2	181472,07	1939138,313	0,14	102,53	0,0096	1,70	0,98	
3,8	171313,97	850223,4589	0,06	44,95	0,0046	0,37	0,21	
Total		14181016,6	1	749,81		15,96	1158,48	

Nota: Elaboración propia.

Los periodos no se diferenciaron en gran medida, así se observa en la tabla 22.

Tabla 22.

Periodos por FHE en el umbral de daño

	$C_u T_a$	T	Diferencia (%)
X	0,90	0,89	0,52
Y	0,74	0,74	0,10

Nota: Elaboración propia.

11.2. Análisis modal espectral en el umbral de daño

Las características para la aplicación del método fueron las mismas que se tuvieron en cuenta en el numeral 9 de este texto y a la vez por la NSR-10. El límite de deriva y a la vez en índice de flexibilidad en el umbral de daño se reducen del 1% al 0,40%, esto con el fin de garantizar que los desplazamientos obtenidos en el inicio del daño sean mínimos y así asegurar que la estructura se mantenga funcional al menos por un tiempo de evacuación.

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.1	0.40% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.0040 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.2	0.20% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.0020 h_{pi} \right)$

Figura 23. Límite para derivan en el umbral de daño

Fuente: Tabla A.12.5-1. Título A – NSR10

Para cumplir los requisitos de deriva que se observan en la figura 23, los desplazamientos deben ser relativamente pequeños. Los resultados del primer análisis bajo este método se observan en la tabla 23.

Tabla 23.

Cortantes basales para el umbral de daño

	Basal X (KN)	Basal Y (KN)
FHE	749,81	749,81
Análisis Modal	434,49	336,50
Factor	1,55	2,01
Análisis modal * factor	674,83	674,83

Nota: Elaboración propia.

Los resultados se ajustan con la ecuación 22 y la fuerza se amentó en función de la gravedad como se observa en la tabla 24.

Tabla 24.

Fuerzas sísmicas aumentadas para el umbral de daño

	Dirección X X = 100%	Dirección Y Y = 100%
g (m/s ²)	9,81	9,81
Factor	1,55	2,01
g (m/s ²)*factor	15,24	19,67

Nota: Elaboración propia.

Los periodos fundamentales de la estructura se observan en la tabla 25, no hubo gran variación respecto al análisis por la fuerza horizontal equivalente.

Tabla 25.

Periodos fundamentales para el umbral de daño

	Modo	Periodo (s)	Masa
X	1	0,93	64%
Y	2	0,76	40%

Nota: Elaboración propia.

En el modo de vibración 20 se obtuvo una participación de masa del 99% y en Y del 90%, lo que indica que los 4 grados de libertad asignados en cada nivel cumplen con la especificación de la NSR.10.

Las derivas obtenidas en la dirección X se observan en la tabla 26.

Tabla 26.

Derivas en X para el umbral de daño

h (m)	δx (m)	δy (m)	$\Delta x(\%)$	$\Delta y(\%)$	$\Delta r(\%)$	$\Delta \text{máx}(\%)$	Evaluación
17	0,031	0,021	0,100	0,067	0,120	0,4	$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple
14	0,028	0,019	0,147	0,088	0,171		$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple
10,6	0,023	0,016	0,206	0,147	0,253		$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple
7,2	0,016	0,011	0,256	0,168	0,306		$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple
3,8	0,0073	0,0053	0,192	0,139	0,237		$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple

Nota: Elaboración propia.

Las derivas obtenidas en la dirección Y se observan en la tabla 27.

Tabla 27.

Derivas en Y para el umbral de daño

h (m)	δx (m)	δy (m)	$\Delta x(\%)$	$\Delta y(\%)$	$\Delta r(\%)$	$\Delta \text{máx}(\%)$	Evaluación
17	0,019	0,027	0,067	0,067	0,094	0,4	$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple
14	0,017	0,025	0,059	0,118	0,132		$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple
10,6	0,015	0,021	0,165	0,206	0,264		$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple
7,2	0,0094	0,014	0,159	0,206	0,260		$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple
3,8	0,004	0,007	0,105	0,184	0,212		$\Delta r < \Delta \text{máx}$ - Cumple

Nota: Elaboración propia.

12. Conclusiones

El análisis sísmico a la estructura del bloque 9 de la Universidad de la Costa fue realizado basándose en la modelación de la información obtenida de los planos estructurales en el software Sap2000. Se definieron las características de los materiales, dimensiones, refuerzo y recubrimiento de la manera más exacta posible. Así se pudo llegar a las siguientes conclusiones.

Los movimientos sísmicos a los que se sometió la estructura son más fuertes comparados con los que se le impuso para su diseño, esto es porque en la NSR-98 los parámetros como grupo de uso, coeficiente de importancia y el tipo de suelo junto con la aplicación de un método de análisis sísmico estático o dinámico, daban como resultado un cortante basal mucho menor al que resulta aplicando los mismos métodos, pero con los valores de la NSR-10.

A pesar de que la estructura debe soportar un mayor cortante basal se pudo observar que índice de flexibilidad, representado por las derivas de piso, arrojaron resultados satisfactorios porque en ningún nivel supera el 1% permitido por la norma, en el primer nivel se observa el mayor valor 0,6957% para la dirección X y 0,701% para la dirección Y obteniendo así un desplazamiento pequeño de 2,66 cm. Por la geometría en planta de la edificación se encontraron tres tipos de irregularidades, torsional, torsional extrema y retrocesos en las esquinas, estas a su vez influyeron a que se redujera el coeficiente de disipación de energía de 2,5 a 2.

Uno de los cambios que más influye en la revisión o diseño de un elemento estructural es el coeficiente de reducción de resistencia para los efectos de cortante, flexión y compresión, en la norma anterior estos valores eran mayores y permitían obtener un diseño con menores secciones o de menor tamaño. Con la utilización de los coeficiente que exige la NSR-10 la revisión de los elementos estructurales es más crítica y su resistencia disminuye, quizás sea este uno de los factores que implica que las columnas E-1, D-3, D-2, F-5, D-5, B-7, B-5, A-6 y A-5 generalmente

en el primer nivel, no estén resistiendo las cargas o combinación de carga más crítica y esto se refleja en un índice de sobreesfuerzo mayor a la unidad, el valor más crítico fue para la columna D-2 en el nivel 4 y 5 con un índice de 1,31. Estos elementos ponen en riesgo de colapso a la estructura cuando sea sometida a un sismo con las características que se estudió la misma.

La zona que más está en riesgo de daño corresponde al eje D del primer nivel, debido a la geometría de la estructura sobre este eje se produce una torsión que es absorbida por las columnas y genera que los elementos estructurales sean más sometidos a diferentes esfuerzos. En este eje se encuentra la bodega del personal de mantenimiento y los baños, en los niveles superiores cerca a este eje se encuentran los salones de clase del edificio.

La norma NSR-10 recomienda que para estructuras de grupo de uso III y IV se realice un estudio para el inicio del daño, en este la deriva permitida es del 0,4% y los movimientos de diseño se realizan para un amortiguamiento crítico del 2%. Se encontró que las derivas se mantienen dentro de su rango después de haberse producido un sismo, la deriva más grande para el sismo en x fue de 0,306% y para la dirección Y de 0,26%.

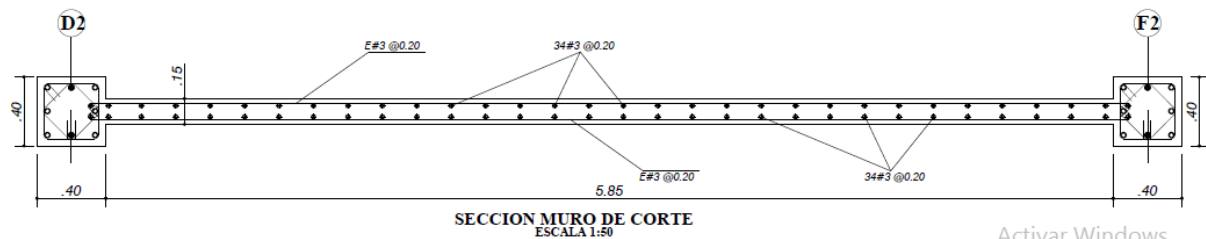
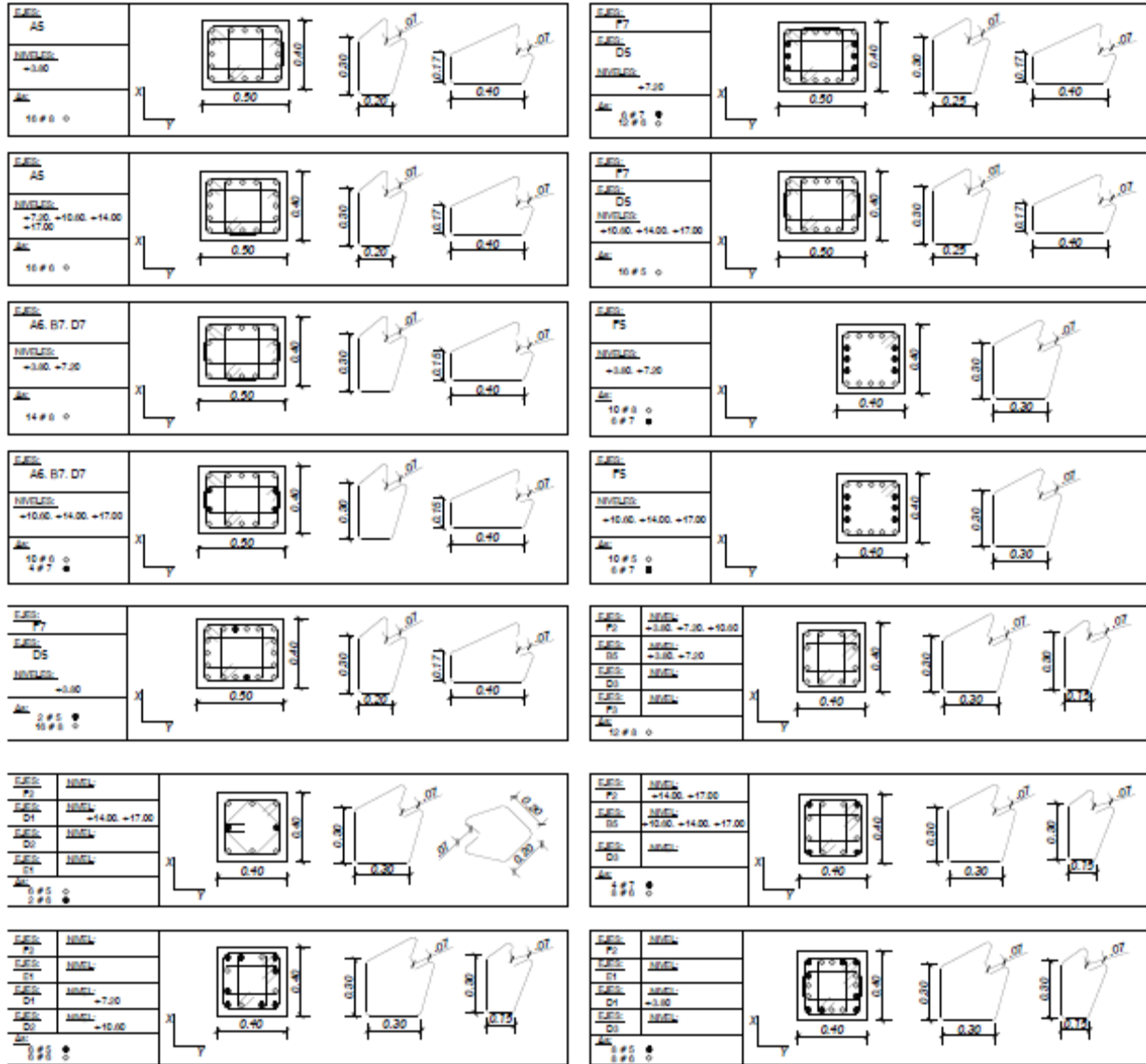
Para evitar que las columnas sigan fallando es necesario disponer de otros elementos que le ofrezcan rigidez a la estructura, una alternativa que se viene utilizando desde hace algunos años, es arriostrar los pórticos con perfiles metálicos en forma diagonal, esta metodología ofrece resistencia a los desplazamientos y absorbe energía y esfuerzo, con esto se esperaría que las columnas trabajen menos y no sigan reportando un índice de sobreesfuerzo mayor a la unidad.

Referencias

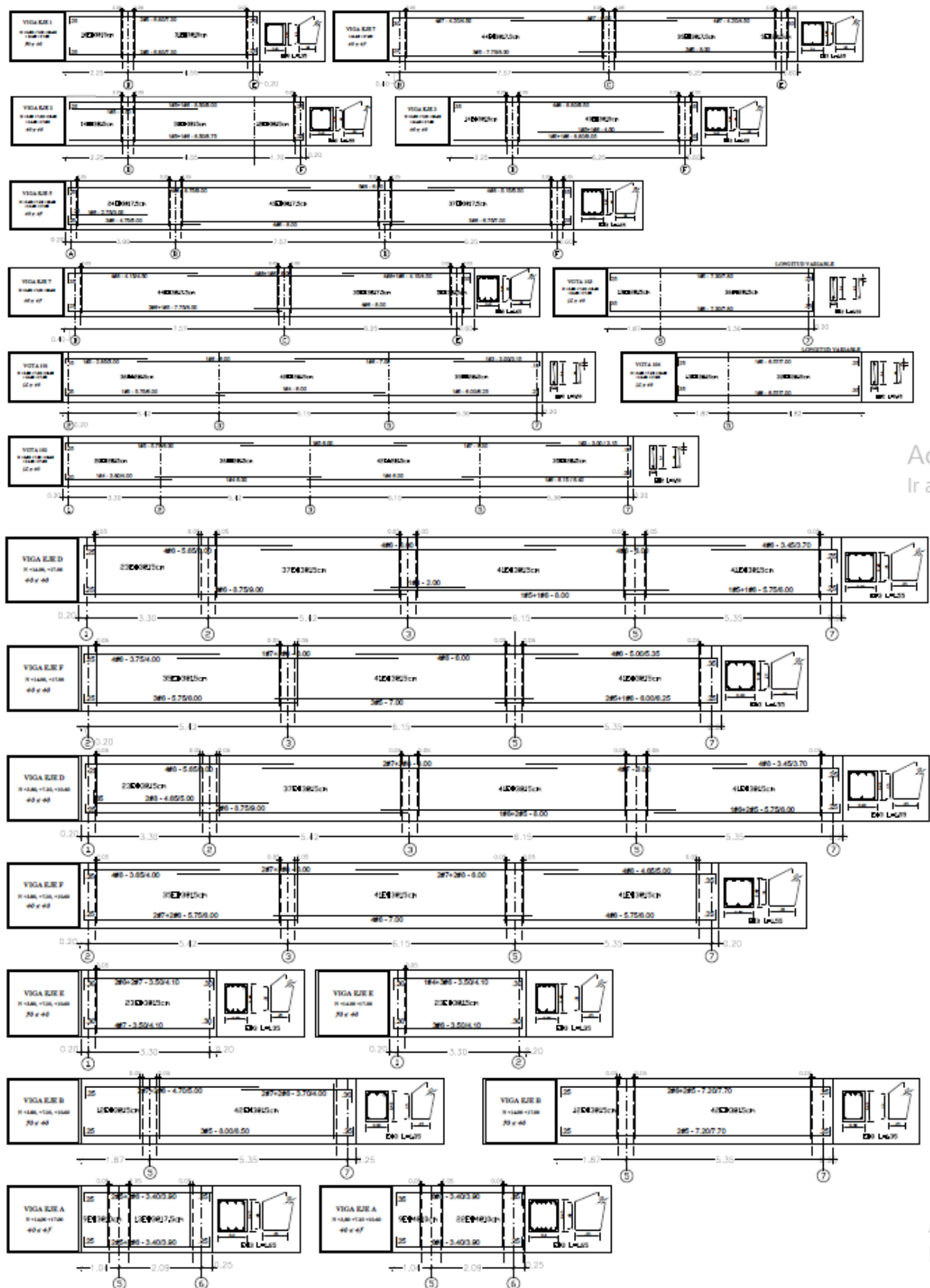
- AIS, A. colombiana de ingeniería sísmica-. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. *Scielo*, 1, 32. Retrieved from <http://www.scielo.org.co/pdf/ring/n32/n32a4>
- Cámara, A., & Astiz, M. Á. (2014). Aplicabilidad de las diversas estrategias de análisis sísmico en puentes atirantados en rango elástico. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En Ingenieria*, 30(1), 42–50. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.10.001>
- Carrillo, J., Gonzáles, G., & Jiménez, M. (2007). Incidencia del diámetro de extracción de núcleos de concreto en el análisis de derivas de estructuras aporticadas., (0012-7353), 207–216.
- CDT, C. de desarrollo T.-C. C. de la construcción. (2012). Protección Sísmica de Estructuras. Santiago de Chile: Corporación de Desarrollo Tecnológico, CDT. Retrieved from www.cdt.cl
- CSI Spain | SAP2000. (n.d.). Retrieved September 21, 2017, from <http://www.csiespana.com/software/2/sap2000#submenu-top>
- Falconi, R. A., & Contreras, J. S. (2011). Análisis Modal Espectral En Estructuras Con Aisladores Elastoméricos. *VI Congreso de Ciencia y Tecnología ESPE 2011*, (1).
- López, C., & Music, J. (2016). Análisis del período y desplazamiento de edificios de hormigón armado considerando distintos grados de rigidez en sus elementos resistentes. *Obras y Proyectos*, 33–47.
- Luévanos, A. (2012). Un estudio comparativo de dos modelos para el análisis sísmico de

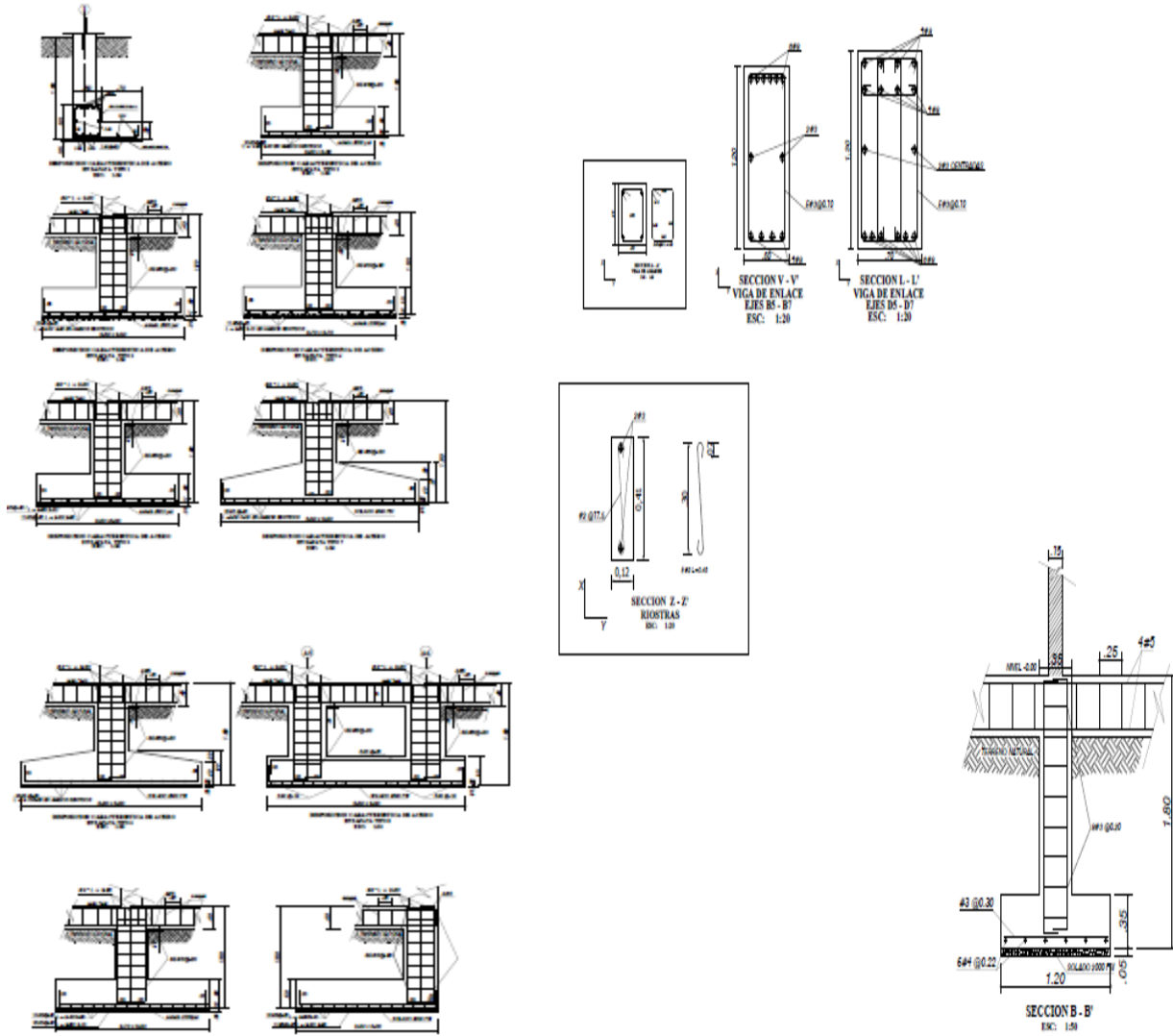
- edificios Estudio comparativo de dos Modelos para análisis sísmico de edificios. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, I(3), 37–41.
- Nieto, M., Rivero, P., & Lobo, W. (2009). Análisis dinámico lineal de una edificación histórica en San Cristóbal, Estado Táchira. *Revista Ciencia e Ingeniería*. Vol. 3, 30(1316–7081), 237–246.
- Olaya, L., Rubio, D., Ruiz, D., & Torres, A. (2014). Evaluación del comportamiento sísmico de viviendas de estratos marginales con cubiertas verdes: estudio de caso del municipio de Soacha, Colombia. *Revista Ingeniería de Construcción*, 29(1), 98–114.
- Palomino, M., & Cocolletzi, G. (2008). La refracción negativa y los metamateriales: los nuevos materiales para dispositivos ópticos. *Mundo Nano / Artículos*, I(1). Retrieved from <http://www.revistas.unam.mx/index.php/nano/article/viewFile/52735/46955>
- Presichi, D. (2007). *Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía*. Universidad Nacional Autónoma de México. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rochel, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín, Colombia: Universidad EAFIT.
- Rodríguez, D. (2016). Análisis sismorresistente mediante el método modal espectral de un edificio habitacional ubicado en la comuna de tomé. *Universidad Católica de La Santísima Concepción*, 105.
- Ruiz, D., Borrero, M. C., León, M., & Vacca, H. (2013). Estimación de la incertidumbre aleatoria de la distorsión sísmica de entresuelo de pórticos de concreto reforzado considerando

- la variabilidad del módulo elástico del concreto de Bogotá. *Revista Ingenieria de Construccion*, 28(1), 95–106. <https://doi.org/10.4067/SO718-50732013000100006>
- Sabão, M., Ayala, C., Salas, J., Núñez, J., & Cardona, C. (2018). The incidence of alternative minimum load values in masonry partition and lightweight partition systems with a cost analysis in Barranquilla, Colombia. *Case Studies in Construction Materials*. <https://doi.org/10.1016/J.CSCM.2018.E00194>
- Saez Uribe, A. A. (2014). *Evaluación del método de análisis modal espectral para edificios con sistemas pasivos de disipación de energía utilizando registros sísmicos chilenos*. Universidad de Chile. Retrieved from <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/117009>
- Segura, J. I. (2011). *Estructuras de concreto I* (Séptima ed). Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Villalba Nieto, P. X. (2015). *Comparación del análisis modal espectral, lineal y no lineal*. Universidad Central del Ecuador.
- Villar, K., & Cala, J. (2017). Predicción del comportamiento de puentes peatonales usando modelos de computador. *Ingecuc.*, 13(2), 42–52. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.17981/ingecuc.13.2.2017.05>
- Zeng, Y., Dalvit, D. A. R., O'Hara, J., & Trugman, S. A. (2012). Modal analysis method to describe weak nonlinear effects in metamaterials. *Physical Review B - Condensed Matter and Materials Physics*, 85(12). <https://doi.org/10.1103/PhysRevB.85.125107>



Activar Windows
Ir a Configuración de PC para ac





Anexo B. Tablas de revisión a flexión y corte de las vigas

Viga eje F (40X40) nivel 1,2,3			
Apoyo	De 2 a 3	De 3 a 5	De 5 a 7
m _{actuante} (-) KN-m	150,61	142,76	212,14
ρ(-) _{existente}	0,0145	0,0128	0,0145
m _{resistente} (-) KN-m	222,78	201,4	228,78
I.F	0,676	0,709	0,927
m _{actuante} (+) KN-m	141,43	75,66	126,11
ρ(+) _{existente}	0,0096	0,0081	0,0081
m _{resistente} (+) KN-m	157,8	135,8	135,8
I.F	0,896	0,557	0,929
b = 40 cm	f'c = 21,1 MPa		ρ _{max} = 0,0136
d = 35 cm	fy = 420 MPa		ρ _{min} = 0,0033

Viga eje E (30X40) nivel 1,2,3		
Apoyo	De 1 a 2	
m _{actuante} (-) KN-m	140,51	
ρ(-) _{existente}	0,017	
m _{resistente} (-) KN-m	252	
I.F	0,558	
m _{actuante} (+) KN-m	143,06	
ρ(+) _{existente}	0,014	
m _{resistente} (+) KN-m	216,7	
I.F	0,660	
b = 30 cm	f'c = 21,1 MPa	ρ _{max} = 0,0136
d = 35 cm	fy = 420 MPa	ρ _{min} = 0,0033

Viga eje F (40X40) nivel 4,5			
Apoyo	De 2 a 3	De 3 a 5	De 5 a 7
$m_{actuante}(-)$ KN-m	81,37	84,61	122,25
$\rho(-)_{existente}$	0,0081	0,0068	0,0081
$m_{resistente}(-)$ KN-m	135,81	115,9	135,81
I.F	0,599	0,730	0,900
$m_{actuante}(+)$ KN-m	46,28	24,43	40,85
$\rho(+)_existente$	0,0061	0,0042	0,0048
$m_{resistente}(+)$ KN-m	105	74	83,9
I.F	0,441	0,330	0,487
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa		$\rho_{max} = 0,0136$
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa		$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje E (30X40) nivel 4,5		
Apoyo	De 1 a 2	
$m_{actuante}(-)$ KN-m	75,35	
$\rho(-)_{existente}$	0,0093	
$m_{resistente}(-)$ KN-m	153,4	
I.F	0,491	
$m_{actuante}(+)$ KN-m	52,86	
$\rho(+)_existente$	0,0081	
$m_{resistente}(+)$ KN-m	135,8	
I.F	0,389	
b = 30 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje D (40X40) nivel 1,2,3				
Apoyo	De 1 a 2	De 2 a 3	De 3 a 5	De 5 a 7
$m_{actuante}(-)$ KN-m	169,86	131,59	169,56	202,76
$\rho(-)_{existente}$	0,019	0,017	0,014	0,019
$m_{resistente}(-)$ KN-m	273,4	252	216,7	273,4
I.F	0,621	0,522	0,782	0,742
$m_{actuante}(+)$ KN-m	123,78	68,61	59,52	93,82
$\rho(+)_existente$	0,015	0,0054	0,0064	0,0064
$m_{resistente}(+)$ KN-m	2289	93,7	109,6	109,6
I.F	0,054	0,732	0,543	0,856
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa		$\rho_{max} = 0,0136$	
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa		$\rho_{min} = 0,0033$	

Viga eje D (40X40) nivel 4,5				
Apoyo	De 1 a 2	De 2 a 3	De 3 a 5	De 5 a 7
$m_{actuante}(-)$ KN-m	75,12	71,26	112,89	78,01
$\rho(-)_{existente}$	0,011	0,011	0,011	0,011
$m_{resistente}(-)$ KN-m	177,4	177,4	177,4	177,4
I.F	0,423	0,402	0,636	0,440
$m_{actuante}(+)$ KN-m	36,78	25,27	44,15	35,05
$\rho(+)_existente$	0,0081	0,0081	0,0046	0,0046
$m_{resistente}(+)$ KN-m	135,8	135,8	80,6	80,6
I.F	0,271	0,186	0,548	0,435
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa		$\rho_{max} = 0,0136$	
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa		$\rho_{min} = 0,0033$	

Viga eje B (30X40) nivel 1,2,3		
Apoyo	Voladizo a 5	De 5 a 7
$m_{actuante}(-)$ KN-m	60,95	131,33
$\rho(-)_{existente}$	0,013	0,013
$m_{resistente}(-)$ KN-m	153	153
I.F	0,398	0,858
$m_{actuante}(+)$ KN-m	17,22	60,59
$\rho(+)_existente$	0,0056	0,0056
$m_{resistente}(+)$ KN-m	72,7	72,7
I.F	0,237	0,833
b = 30 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje B (30X40) nivel 4,5		
Apoyo	Voladizo a 5	De 5 a 7
$m_{actuante}(-)$ KN-m	39,45	87,26
$\rho(-)_{existente}$	0,0092	0,0092
$m_{resistente}(-)$ KN-m	114	114
I.F	0,346	0,765
$m_{actuante}(+)$ KN-m	0	35,58
$\rho(+)_existente$	0,0037	0,0037
$m_{resistente}(+)$ KN-m	49,2	49,2
I.F	0,000	0,723
b = 30 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje A (40X45) nivel 1,2,3		
Apoyo	Voladizo a 5	De 5 a 6
$m_{actuante}(-)$ KN-m	9,96	285,9
$\rho(-)_{existente}$	0,019	0,019
$m_{resistente}(-)$ KN-m	357	357
I.F	0,028	0,801
$m_{actuante}(+)$ KN-m	3,75	279,6
$\rho(+)_existente$	0,019	0,019
$m_{resistente}(+)$ KN-m	357	357
I.F	0,011	0,783
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
d = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje A (40X45) nivel 4,5		
Apoyo	Voladizo a 5	De 5 a 6
$m_{actuante}(-)$ KN-m	5,27	55,63
$\rho(-)_{existente}$	0,0061	0,0061
$m_{resistente}(-)$ KN-m	137	137
I.F	0,038	0,406
$m_{actuante}(+)$ KN-m	0	63,45
$\rho(+)_existente$	0,0061	0,0061
$m_{resistente}(+)$ KN-m	137	137
I.F	0,000	0,463
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
d = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje 1 (30X40) nivel 1,2,3,4,5		
Apoyo	Voladizo a D	De D a E
$m_{actuante}(-)$ KN-m	25,16	33,73
$\rho(-)_{existente}$	0,0037	0,0037
$m_{resistente}(-)$ KN-m	49,2	49,2
I.F	0,511	0,686
$m_{actuante}(+)$ KN-m	0	20,39
$\rho(+)_existente$	0,0037	0,0037
$m_{resistente}(+)$ KN-m	49,2	49,2
I.F	0,000	0,414
b = 30 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje 2 (40X40) nivel 1,2,3,4,5		
Apoyo	Voladizo a D	De D a F
$m_{actuante}(-)$ KN-m	73,42	24,29
$\rho(-)_{existente}$	0,0048	0,0034
$m_{resistente}(-)$ KN-m	90,22	63,89
I.F	0,814	0,380
$m_{actuante}(+)$ KN-m	0	46,13
$\rho(+)_existente$	0,0048	0,0034
$m_{resistente}(+)$ KN-m	90,22	63,89
I.F	0,000	0,722
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje 3 (40X40) nivel 1,2,3,4,5		
Apoyo	Voladizo a D	De D a F
$m_{actuante}(-)$ KN-m	84,37	204,93
$\rho(-)_{existente}$	0,014	0,014
$m_{resistente}(-)$ KN-m	216,7	216,7
I.F	0,389	0,946
$m_{actuante}(+)$ KN-m	0	104,87
$\rho(+)_existente$	0,0034	0,0069
$m_{resistente}(+)$ KN-m	60,5	117,14
I.F	0,000	0,895
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje 5 (40X45) nivel 1,2,3,4,5				
Apoyo	Voladizo a F	De F a D	De D a B	De B a A
$m_{actuante}(-)$ KN-m	3,26	293,76	240,01	189,14
$\rho(-)_{existente}$	0,012	0,012	0,015	0,012
$m_{resistente}(-)$ KN-m	290	290	299	249,4
I.F	0,011	1,013	0,803	0,758
$m_{actuante}(+)$ KN-m	0	124,96	86,73	139,05
$\rho(+)_existente$	0,0053	0,0053	0,0071	0,0071
$m_{resistente}(+)$ KN-m	130,2	130,2	157,4	157,4
I.F	0,000	0,960	0,551	0,883
$b = 40$ cm		$f'c = 21,1$ MPa		$\rho_{max} = 0,0136$
$d = 40$ cm		$f_y = 420$ MPa		$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje 7 (40X45) nivel 1,2,3			
Apoyo	Voladizo a F	De F a D	De D a B
$m_{actuante}(-)$ KN-m	3,84	248,28	220,27
$\rho(-)_{existente}$	0,014	0,014	0,012
$m_{resistente}(-)$ KN-m	283	283	249,4
I.F	0,014	0,877	0,883
$m_{actuante}(+)$ KN-m	0	137,21	80,86
$\rho(+)_existente$	0,0071	0,0071	0,0047
$m_{resistente}(+)$ KN-m	157,4	157,4	107,4
I.F	0,000	0,872	0,753
$b = 40$ cm		$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
$d = 40$ cm		$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje 7 (40X45) nivel 4,5			
Apoyo	Voladizo a F	De F a D	De D a B
$m_{actuante}(-)$ KN-m	2,37	149,27	152,49
$\rho(-)_{existente}$	0,0096	0,0096	0,0096
$m_{resistente}(-)$ KN-m	206,33	206,33	206,33
I.F	0,011	0,723	0,739
$m_{actuante}(+)$ KN-m	0	49,24	57,77
$\rho(+)_existente$	0,0037	0,0037	0,0037
$m_{resistente}(+)$ KN-m	85,6	85,6	85,6
I.F	0,000	0,575	0,675
$b = 40$ cm		$f'c = 21,1$ MPa	$\rho_{max} = 0,0136$
$d = 40$ cm		$f_y = 420$ MPa	$\rho_{min} = 0,0033$

Viga eje F (40X40) nivel 1,2,3,4,5			
Apoyo	De 2 a 3	De 3 a 5	De 5 a 7
Vu (KN)	65,18	65,93	120,01
Vc (KN)	109,32	109,32	109,32
Vs (KN)	139,16	139,16	139,16
ΦVn (KN)	186,36	186,36	186,36
I.F	0,350	0,354	0,644
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa		$A_s = 71$ mm ²
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa		S = 15 cm

Viga eje E (30X40) nivel 1,2,3,4,5		
Apoyo	De 3 a 5	
Vu (KN)	87,26	
Vc (KN)	81,99	
Vs (KN)	139,16	
ΦVn (KN)	165,87	
I.F	0,526	
b = 30 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$A_s = 71$ mm ²
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	S = 15 cm

Viga eje D (40X40) nivel 1,2,3,4,5				
Apoyo	De 1 a 2	De 2 a 3	De 3 a 5	De 5 a 7
Vu (KN)	123,77	65,67	97,28	124,05
Vc (KN)	109,32	109,32	109,32	109,32
Vs (KN)	139,16	139,16	139,16	139,16
ΦVn (KN)	186,36	186,36	186,36	186,36
I.F	0,664	0,352	0,522	0,666
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa		$A_s = 71$ mm ²	
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa		S = 15 cm	

Viga eje B (30X40) nivel 1,2,3,4,5		
Apoyo	Voladizo a 5	De 5 a 7
Vu (KN)	42,25	84,88
Vc (KN)	81,99	81,99
Vs (KN)	139,16	139,16
ΦVn (KN)	165,87	165,87
I.F	0,255	0,512
b = 30 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$A_s = 71$ mm ²
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	S = 15 cm

Viga eje A (40X45) nivel 1,2,3		
Apoyo	Voladizo a 5	De 5 a 6
Vu (KN)	19,87	344,76
Vc (KN)	124,94	124,94
Vs (KN)	433,44	433,44
ΦVn (KN)	418,79	418,79
I.F	0,047	0,823
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$A_s = 129$ mm ²
d = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	S = 10 cm

Viga eje A (40X45) nivel 4,5		
Apoyo	Voladizo a 5	De 5 a 6
Vu (KN)	10,21	80,35
Vc (KN)	124,94	124,94
Vs (KN)	159,04	159,04
ΦVn (KN)	212,99	212,99
I.F	0,048	0,377
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$A_s = 71$ mm ²
d = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	S = 15 cm

Viga eje 1 (30X40) nivel 1,2,3,4,5		
Apoyo	Voladizo a D	De D a E
Vu (KN)	21,31	20,76
Vc (KN)	81,99	81,99
Vs (KN)	139,16	139,16
ΦVn (KN)	165,87	165,87
I.F	0,128	0,125
b = 30 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$A_s = 71$ mm ²
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	S = 15 cm

Viga eje 2 (40X40) nivel 1,2,3,4,5			Viga eje 3 (40X40) nivel 1,2,3,4,5		
Apoyo	Voladizo a D	De D a F	Apoyo	Voladizo a D	De D a F
Vu (KN)	56,03	113,57	Vu (KN)	62,11	182,54
Vc (KN)	109,32	109,32	Vc (KN)	109,32	109,32
Vs (KN)	139,16	139,16	Vs (KN)	139,16	139,16
ΦV_n (KN)	186,36	186,36	ΦV_n (KN)	186,36	186,36
I.F	0,301	0,609	I.F	0,333	0,979
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$A_s = 71$ mm ²	b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa	$A_s = 71$ mm ²
d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	S = 15 cm	d = 35 cm	$f_y = 420$ MPa	S = 15 cm

Viga eje 5 (40X45) nivel 1,2,3,4,5				
Apoyo	Voladizo a F	De F a D	De D a B	De B a A
Vu (KN)	9,17	220,51	157,36	145,82
Vc (KN)	124,94	124,94	124,94	124,94
Vs (KN)	136,32	136,32	136,32	136,32
ΦV_n (KN)	195,95	195,95	195,95	195,95
I.F	0,047	1,125	0,803	0,744
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa		$A_s = 71$ mm ²	
d = 40 cm	$f_y = 420$ MPa		S = 17,5 cm	

Viga eje 7 (40X45) nivel 1,2,3,4,5			
Apoyo	Voladizo a F	De F a D	De D a B
Vu (KN)	10,8	129,11	109,23
Vc (KN)	124,94	124,94	124,94
Vs (KN)	136,32	136,32	136,32
ΦV_n (KN)	195,95	195,95	195,95
I.F	0,055	0,659	0,557
b = 40 cm	$f'c = 21,1$ MPa		$A_s = 71$ mm ²
d = 40 cm	$f_y = 420$ MPa		S = 17,5 cm

Anexo C. Tablas de revisión de columnas

Columna D-1 nivel 1		
P_u (KN)	185,43	
M_{ux} (KN-m)	138,92	
M_{uy} (KN-m)	26,63	
P_o (KN)	-1034,83	
P_b (KN)	931,13	
M_{bx} (KN-m)	206,56	
M_{by} (KN-m)	206,56	
Resultado (I.F)	0,98	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 81,6$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,41$

Columna D-1 nivel 2,3		
P_u (KN)	118,54	
M_{ux} (KN-m)	86,17	
M_{uy} (KN-m)	14,29	
P_o (KN)	-776,12	
P_b (KN)	924,92	
M_{bx} (KN-m)	178,14	
M_{by} (KN-m)	178,14	
Resultado (I.F)	0,83	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 28,98$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 1,81$

Columna D-1 nivel 4,5		
P_u (KN)	6,76	
M_{ux} (KN-m)	36,76	
M_{uy} (KN-m)	8,55	
P_o (KN)	-471,89	
P_b (KN)	918,98	
M_{bx} (KN-m)	157,66	
M_{by} (KN-m)	150,83	
Resultado (I.F)	0,78	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 17,62$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 1,1$

Columna E-1 nivel 1		
P_u (KN)	174,62	
M_{ux} (KN-m)	149,78	
M_{uy} (KN-m)	25,56	
P_o (KN)	-1034,83	
P_b (KN)	931,13	
M_{bx} (KN-m)	206,56	
M_{by} (KN-m)	206,56	
Resultado (I.F)	1,04	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 38,64$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,41$

Columna E-1 nivel 2,3		
P_u (KN)	127,16	
M_{ux} (KN-m)	81,67	
M_{uy} (KN-m)	14,29	
P_o (KN)	-776,12	
P_b (KN)	924,92	
M_{bx} (KN-m)	178,14	
M_{by} (KN-m)	178,14	
Resultado (I.F)	0,80	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 28,98$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 1,81$

Columna E-1 nivel 4,5		
P_u (KN)	18,53	
M_{ux} (KN-m)	40,67	
M_{uy} (KN-m)	11,81	
P_o (KN)	-471,89	
P_b (KN)	919,04	
M_{bx} (KN-m)	157,66	
M_{by} (KN-m)	150,83	
Resultado (I.F)	0,81	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 17,62$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 1,1$

Columna F-2 nivel 1,2,3		
P_u (KN)	1042,65	
M_{ux} (KN-m)	182,43	
M_{uy} (KN-m)	33,12	
P_o (KN)	2736,78	
P_b (KN)	936,66	
M_{bx} (KN-m)	276,24	
M_{by} (KN-m)	276,24	
Resultado (I.F)	0,64	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 61,2$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 3,8$
Columna F-3 nivel 1,2,3,4,5		
P_u (KN)	1075,44	
M_{ux} (KN-m)	207,27	
M_{uy} (KN-m)	85,72	
P_o (KN)	2736,78	
P_b (KN)	936,66	
M_{bx} (KN-m)	276,24	
M_{by} (KN-m)	276,24	
Resultado (I.F)	0,90	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 61,2$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 3,8$
Columna D-2 nivel 1,2,3		
P_u (KN)	669,28	
M_{ux} (KN-m)	179,22	
M_{uy} (KN-m)	20,08	
P_o (KN)	-776,12	
P_b (KN)	924,92	
M_{bx} (KN-m)	178,14	
M_{by} (KN-m)	178,14	
Resultado (I.F)	1,20	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 28,98$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 1,81$

Columna F-2 nivel 4,5		
P_u (KN)	45,23	
M_{ux} (KN-m)	38,65	
M_{uy} (KN-m)	5,67	
P_o (KN)	-1023,05	
P_b (KN)	926,78	
M_{bx} (KN-m)	215,96	
M_{by} (KN-m)	215,96	
Resultado (I.F)	0,53	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 38,2$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,4$
Columna D-3 nivel 1,2,3,4,5		
P_u (KN)	1518,66	
M_{ux} (KN-m)	190,25	
M_{uy} (KN-m)	71,15	
P_o (KN)	2736,78	
P_b (KN)	936,66	
M_{bx} (KN-m)	276,24	
M_{by} (KN-m)	276,24	
Resultado (I.F)	1,03	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 61,2$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 3,8$
Columna D-2 nivel 4,5		
P_u (KN)	116,09	
M_{ux} (KN-m)	127,82	
M_{uy} (KN-m)	3,21	
P_o (KN)	-471,89	
P_b (KN)	918,98	
M_{bx} (KN-m)	157,66	
M_{by} (KN-m)	150,83	
Resultado (I.F)	1,31	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 17,62$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 1,1$

Columna F-5 nivel 1,2			Columna F-5 nivel 3,4,5		
P_u (KN)	1330,42		P_u (KN)	709,71	
M_{ux} (KN-m)	220,31		M_{ux} (KN-m)	124,14	
M_{uy} (KN-m)	142,94		M_{uy} (KN-m)	118,52	
P_o (KN)	2391,34		P_o (KN)	-1154,81	
P_b (KN)	944,85		P_b (KN)	933,39	
M_{bx} (KN-m)	299,42		M_{bx} (KN-m)	236,44	
M_{by} (KN-m)	323,92		M_{by} (KN-m)	198,99	
Resultado (I.F)	1,19		Resultado (I.F)	0,95	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 74,22$ cm ²	b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 43,12$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 4,63$	H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,69$
Columna D-5 nivel 1			Columna D-5 nivel 2		
P_u (KN)	2033,37		P_u (KN)	1570,22	
M_{ux} (KN-m)	298,75		M_{ux} (KN-m)	147,33	
M_{uy} (KN-m)	156,51		M_{uy} (KN-m)	106,21	
P_o (KN)	3594,46		P_o (KN)	3054,13	
P_b (KN)	1226,77		P_b (KN)	1201,80	
M_{bx} (KN-m)	480,55		M_{bx} (KN-m)	373,14	
M_{by} (KN-m)	370,77		M_{by} (KN-m)	281,67	
Resultado (I.F)	1,11		Resultado (I.F)	0,68	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 85,58$ cm ²	b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 57,30$ cm ²
H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 4,27$	H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,86$
Columna D-5 nivel 3,4,5			Columna F-7 nivel 1		
P_u (KN)	619,73		P_u (KN)	804,84	
M_{ux} (KN-m)	69,55		M_{ux} (KN-m)	310,35	
M_{uy} (KN-m)	11,51		M_{uy} (KN-m)	175,41	
P_o (KN)	-852,72		P_o (KN)	-2291,94	
P_b (KN)	1207,27		P_b (KN)	1225,29	
M_{bx} (KN-m)	265,32		M_{bx} (KN-m)	480,55	
M_{by} (KN-m)	233,97		M_{by} (KN-m)	370,77	
Resultado (I.F)	0,43		Resultado (I.F)	0,96	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 31,84$ cm ²	b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 85,58$ cm ²
H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 1,59$	H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 4,27$

Columna F-7 nivel 2			Columna F-7 nivel 3,4,5		
P_u (KN)	203,57		P_u (KN)	149,26	
M_{ux} (KN-m)	74,61		M_{ux} (KN-m)	36,56	
M_{uy} (KN-m)	94,08		M_{uy} (KN-m)	69,57	
P_o (KN)	-1534,57		P_o (KN)	-852,72	
P_b (KN)	1192,70		P_b (KN)	1207,27	
M_{bx} (KN-m)	373,97		M_{bx} (KN-m)	265,32	
M_{by} (KN-m)	281,67		M_{by} (KN-m)	233,97	
Resultado (I.F)	0,64		Resultado (I.F)	0,71	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 57,30 \text{ cm}^2$	b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 31,84 \text{ cm}^2$
H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,86$	H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 1,59$
Columna D-7 nivel 1,2			Columna D-7 nivel 3,4,5		
P_u (KN)	1238,17		P_u (KN)	530,51	
M_{ux} (KN-m)	268,57		M_{ux} (KN-m)	85,57	
M_{uy} (KN-m)	197,69		M_{uy} (KN-m)	147,91	
P_o (KN)	-1905,22		P_o (KN)	-1175,16	
P_b (KN)	1214,69		P_b (KN)	1177,60	
M_{bx} (KN-m)	409,67		M_{bx} (KN-m)	322,35	
M_{by} (KN-m)	354,78		M_{by} (KN-m)	249,86	
Resultado (I.F)	0,94		Resultado (I.F)	0,87	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 71,14 \text{ cm}^2$	b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 43,88 \text{ cm}^2$
H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 3,57$	H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,19$
Columna B-7 nivel 1,2			Columna B-7 nivel 3,4,5		
P_u (KN)	1123,54		P_u (KN)	590,48	
M_{ux} (KN-m)	246,63		M_{ux} (KN-m)	140,87	
M_{uy} (KN-m)	277,71		M_{uy} (KN-m)	183,71	
P_o (KN)	-1905,22		P_o (KN)	-1175,16	
P_b (KN)	1214,69		P_b (KN)	1181,98	
M_{bx} (KN-m)	409,67		M_{bx} (KN-m)	322,35	
M_{by} (KN-m)	354,78		M_{by} (KN-m)	249,86	
Resultado (I.F)	1,19		Resultado (I.F)	1,17	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 71,14 \text{ cm}^2$	b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 43,88 \text{ cm}^2$
H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 3,57$	H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,19$

Columna A-6 nivel 1,2			Columna A-6 nivel 3,4,5		
P_u (KN)	870,51		P_u (KN)	64,91	
M_{ux} (KN-m)	340,21		M_{ux} (KN-m)	177,13	
M_{uy} (KN-m)	191,79		M_{uy} (KN-m)	98,93	
P_o (KN)	-1905,22		P_o (KN)	-1175,16	
P_b (KN)	1214,69		P_b (KN)	1195,75	
M_{bx} (KN-m)	409,67		M_{bx} (KN-m)	322,35	
M_{by} (KN-m)	354,78		M_{by} (KN-m)	249,86	
Resultado (I.F)	1,27		Resultado (I.F)	1,13	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 71,14$ cm	b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 43,88$ cm ²
H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 3,57$	H = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,19$
Columna B-5 nivel 1,2			Columna B-5 nivel 3,4,5		
P_u (KN)	1275,31		P_u (KN)	703,52	
M_{ux} (KN-m)	144,58		M_{ux} (KN-m)	61,09	
M_{uy} (KN-m)	188,49		M_{uy} (KN-m)	157,12	
P_o (KN)	2736,78		P_o (KN)	-1639,02	
P_b (KN)	936,66		P_b (KN)	926,78	
M_{bx} (KN-m)	276,24		M_{bx} (KN-m)	215,96	
M_{by} (KN-m)	276,24		M_{by} (KN-m)	215,96	
Resultado (I.F)	1,13		Resultado (I.F)	0,86	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 61,2$ cm ²	b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 38,2$ cm ²
H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 3,8$	H = 40 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,38$
Columna A-5 nivel 1			Columna A-5 nivel 2,3,4,5		
P_u	1465,85		P_u	483,57	
M_{ux}	325		M_{ux}	164,16	
M_{uy}	178,77		M_{uy}	94,51	
P_o	3518,41		P_o	-1216,94	
P_b	1220,08		P_b	1196,07	
M_{bx}	464,30		M_{bx}	330,70	
M_{by}	354,78		M_{by}	254,92	
Resultado (I.F)	1,05		Resultado (I.F)	0,87	
b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 81,6$ cm ²	b = 40 cm	$f'c = 24,1$ MPa	$A_s = 45,44$ cm ²
d = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 4,08$	d = 50 cm	$f_y = 420$ MPa	$\%A_s = 2,27$

Anexo D. Guía para la aplicación de los métodos en Sap2000

Fuerza horizontal equivalente

Se define el espectro según la ruta: Define /functions /response spectrum. En la opción choose function type to add se selecciona Colombia NSR-10 en click to: se selecciona la opción add new functions y se modifican las variables como se observa en la figura.

Colombia NSR-10 Function Definition

Function Name: Espectro1

Function Damping Ratio: 0,05

Parameters

- Effective Peak Acceleration, Aa: 0,1
- Effective Peak Velocity, Av: 0,1
- Reduced Effective Peak Acceleration, Ae: 0,05
- Eff. Peak Accel. for Damage Threshold, Ad: 0,03
- Group of Use: Group 3
- Amplification Factor for Acceleration, Fa: 1,2
- Amplification Factor for Velocity, Fv: 1,7

Define Function

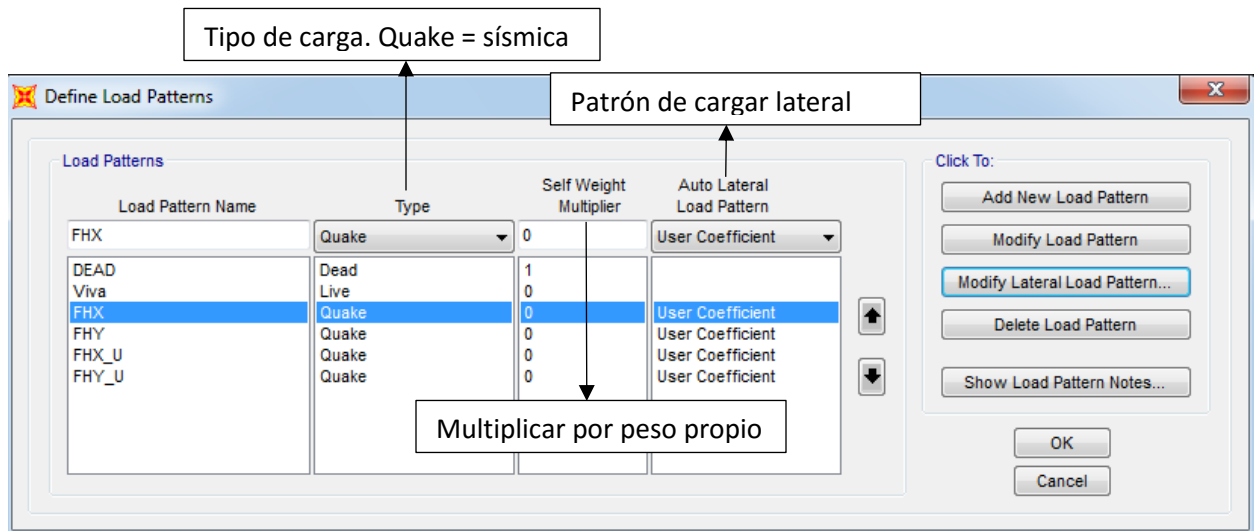
Period	Acceleration
0.	0,375
0,1	0,375
0,2	0,375
0,3	0,375
0,4	0,375
0,5	0,375
0,6	0,375
0,7	0,3643
0,8	0,3188
0,9	0,2833
1.	0,255
1,2	0,2125
1,5	0,17

Function Graph

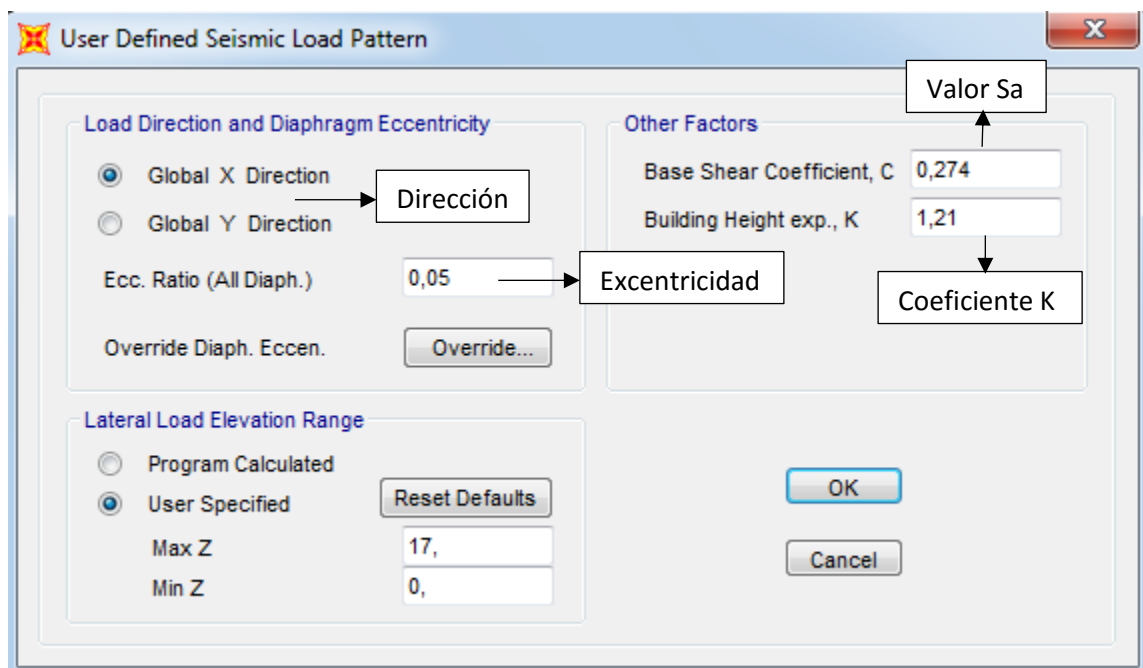
Display Graph: 0,0,0

OK Cancel

Para definir las fuerzas sísmicas se sigue la siguiente ruta. Define/ load patter y se seleccionan las opciones que aparecen en la figura.



Se selecciona modify lateral load pattern y se configuran las opciones como se ve en la figura. El mismo procedimiento se aplica para ambas direcciones y en caso de que haya que realizar otro ciclo.

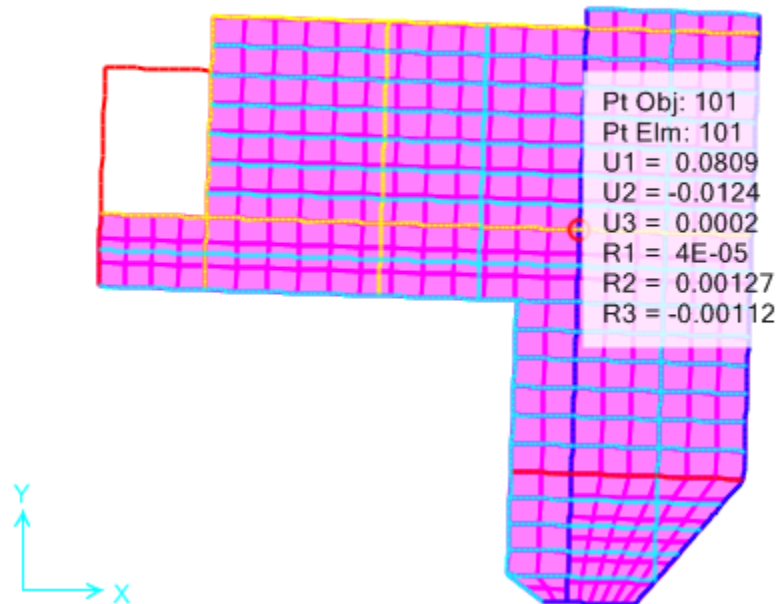


Los resultados del análisis se obtienen siguiendo los siguientes pasos: Display/ show tables. En el cuadro de dialogo se selecciona load pattern definitions, en select load pattern se seleccionan los

casos de FHX y FHY así mismo se selecciona en select load cases. Los resultados aparecen como se observa en la figura.

Auto Seismic - User Coefficient											
File View Format-Filter-Sort Select Options											
Units: As Noted											Auto Seismic - User Coefficient
Filter:											
	LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride	UserZ Yes/No	MaxZ m	MinZ m	C Unitless	K Unitless	WeightUsed	BaseShear KN
►	FHX	X	0,05	No	Yes	17	0	0,274	1,21	8331,176	2282,742
	FHY	Y	0,05	No	Yes	17	0	0,311	1,12	8331,176	2590,996

El desplazamiento en el centro de masa de la edificación y de cada nivel se obtiene siguiendo la ruta: Show deformed/ shapes. En la opción case se selecciona FHX o FHY. El valor del desplazamiento se obtiene como se ve en la figura.



Análisis modal espectral

Se modifica el caso de carga modal siguiendo la ruta. Define/ load cases. Se selecciona la carga modal y luego modify/ show load cases. Se modifica como se muestra en la figura.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Modal' dialog box with the following fields and annotations:

- Load Case Name:** MODAL (with 'Set Def Name' button)
- Notes:** (with 'Modify/Show...' button)
- Load Case Type:** Modal (dropdown menu with 'Design...' button)
- Stiffness to Use:**
 - ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
 - ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case (with a dropdown menu)

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case
- Type of Modes:**
 - ☒ Eigen Vectors (annotated with 'Tipo de modos')
 - ☐ Ritz Vectors
- Mass Source:** (label)
- Number of Modes:**
 - Maximum Number of Modes: 20 (annotated with 'Número máximo de modos de vibración')
 - Minimum Number of Modes: 4 (annotated with 'Número mínimo de modos de vibración')
- Loads Applied:**
 - ☐ Show Advanced Load Parameters
- Other Parameters:**
 - Frequency Shift (Center): 0,
 - Cutoff Frequency (Radius): 0,
 - Convergence Tolerance: 1,000E-09
 - ☒ Allow Automatic Frequency Shifting
- Buttons:** OK, Cancel

Se definen los tipos de fuerzas sísmicas para la dirección en X y Y. Se debe seguir la ruta: Define/ load cases. Se selecciona Add new load cases y se modifican las variables como se muestra en la figura.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Response Spectrum' dialog box. Annotations include:

- Tipo de carga**: Points to the 'Load Case Type' dropdown menu, which is set to 'Response Spectrum'.
- Tipo de combinación**: Points to the 'Modal Combination' section, where 'CQC' is selected.
- Tipo de función**: Points to the 'Modal Load Case' section, where 'Standard - Acceleration Loading' is selected.
- Dirección**: Points to the 'Load Name' column in the 'Loads Applied' table, which contains 'U1'.
- Valor de gravedad**: Points to the 'Scale Factor' column in the 'Loads Applied' table, which contains '11,8701'.
- Excentricidad**: Points to the 'Eccentricity Ratio' input field, which is set to '0,05'.

The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Espectro1	11,8701
Accel	U1	Espectro1	11,8701

Los resultados de análisis modal espectral se obtienen siguiendo la ruta: Display/ show tables.

En el cuadro de dialogo se selecciona la opción structure output y en select load cases se seleccionan los casos de sismoX y sismoY.

The screenshot shows the 'Base Reactions' table. An annotation **Tipo de resultado** points to the 'Base Reactions' dropdown menu. The table data is as follows:

	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY
		Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m
▶	SismoX	LinRespSpec	Max	2132,19	1171,8	6,459	13846,2663	24926,9759	35676,036	0	
	SismoY	LinRespSpec	Max	1415,215	2328,391	38,913	27030,4814	16710,5367	30041,2711	0	

An annotation **Cortante basal** points to the 'GlobalFX' and 'GlobalFY' columns for the 'SismoX' and 'SismoY' cases.

En el tipo de resultado se cambia la opción a Modal participating mass ratios.

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Periodo (s)

Masa participativa

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,905763	0,62393	0,14674	5,544E-07	0,62393	0,14674	5,544E-07	0,01175	0,04211	0,09244	0,01175	0,04211	0,09244
MODAL	Mode	2	0,761748	0,22874	0,38862	2,257E-10	0,85268	0,53536	5,546E-07	0,03539	0,02003	0,23518	0,04714	0,06214	0,32762
MODAL	Mode	3	0,284128	0,06257	0,00728	1,667E-07	0,91525	0,54264	7,212E-07	0,09046	0,16057	0,13221	0,1376	0,22271	0,45983
MODAL	Mode	4	0,267705	0,01091	0,27832	0,00023	0,92616	0,82096	0,00023	0,02124	0,02103	0,3534	0,15884	0,24374	0,81323
MODAL	Mode	5	0,258602	0,00126	0,01111	2,893E-05	0,92742	0,83207	0,00026	0,00191	0,00369	0,0076	0,16075	0,24743	0,82083
MODAL	Mode	6	0,236762	0,03208	0,05462	3,296E-06	0,9595	0,88669	0,00026	0,13454	0,07871	0,02071	0,29529	0,32615	0,84154
MODAL	Mode	7	0,156984	8,962E-08	0,00028	0,00363	0,9595	0,88697	0,00388	0,00186	0,00451	0,00047	0,29715	0,33066	0,84201
MODAL	Mode	8	0,156827	1,13E-06	3,516E-05	8,084E-06	0,9595	0,88701	0,00389	2,028E-05	1,748E-05	6,301E-05	0,29717	0,33068	0,84207
MODAL	Mode	9	0,154496	0,00086	0,00098	0,00225	0,96036	0,88799	0,00614	0,00267	0,00669	4,08E-05	0,29984	0,33736	0,84212
MODAL	Mode	10	0,150759	0,00891	0,00119	0,00034	0,96927	0,88918	0,00649	0,00095	0,00378	0,00442	0,30079	0,34115	0,84653
MODAL	Mode	11	0,150178	0,00952	0,00231	3,357E-05	0,97879	0,89149	0,00652	0,00321	0,00903	0,00252	0,304	0,35017	0,84905
MODAL	Mode	12	0,141179	3,821E-06	2,2E-05	0,03985	0,9788	0,89151	0,04636	0,00606	0,00168	7,927E-08	0,31006	0,35186	0,84905
MODAL	Mode	13	0,138388	9,038E-06	1,472E-06	0,10307	0,97881	0,89151	0,14943	0,01601	0,00236	5,434E-06	0,32607	0,35421	0,84905
MODAL	Mode	14	0,135307	3,172E-05	8,515E-05	0,03778	0,97884	0,8916	0,18721	0,00753	0,00327	2,932E-07	0,3336	0,35748	0,84905
MODAL	Mode	15	0,132493	1,373E-05	0,00011	0,0094	0,97885	0,89171	0,19661	0,00375	0,00431	2,69E-06	0,33734	0,36179	0,84906
MODAL	Mode	16	0,129074	6,409E-06	0,00016	0,00122	0,97886	0,89187	0,19783	6,019E-06	0,00284	5,067E-06	0,33735	0,36463	0,84906
MODAL	Mode	17	0,127393	0,00957	0,01065	0,00013	0,98843	0,90253	0,19797	0,01015	0,00799	0,00677	0,3475	0,37262	0,85583
MODAL	Mode	18	0,12684	0,00015	5,623E-05	0,00387	0,98858	0,90258	0,20183	5,131E-05	0,01389	0,00045	0,34755	0,38651	0,85629
MODAL	Mode	19	0,125955	9,476E-05	4,858E-05	0,00399	0,98867	0,90263	0,20582	0,00018	0,00026	2,286E-05	0,34774	0,38677	0,85631
MODAL	Mode	20	0,12327	5,416E-05	1,399E-05	0,0001	0,98873	0,90264	0,20592	0,00037	0,01901	7,139E-07	0,3481	0,40578	0,85631

Masa total de participación

El desplazamiento en los extremos o columnas de la edificación y de cada nivel se obtiene siguiendo la ruta: Show deformed/ shapes. En la opción case se selecciona sismoX o sismoY. El valor del desplazamiento se obtiene como se ve en la figura.

